

Mitteilungen des Instituts für  
Bodenmechanik und Grundbau  
Universität der Bundeswehr München



Herausgegeben von Universitätsprofessor Dr.-Ing. Hartmut Schulz

Schulz, H.: Ruhedruck und Entspannungsbewegungen  
überkonsolidierter Böden

Schick, P.: Zum Einfluss negativer Porenwasserspannungen  
auf die Standsicherheit von Einschnittsböschungen  
in überkonsolidierten Böden

# REPORT DOCUMENTATION PAGE

Form Approved OMB No. 0704-0188

Public reporting burden for this collection of information is estimated to average 1 hour per response, including the time for reviewing instructions, searching existing data sources, gathering and maintaining the data needed, and completing and reviewing the collection of information. Send comments regarding this burden estimate or any other aspect of this collection of information, including suggestions for reducing this burden to Washington Headquarters Services, Directorate for Information Operations and Reports, 1215 Jefferson Davis Highway, Suite 1204, Arlington, VA 22202-4302, and to the Office of Management and Budget, Paperwork Reduction Project (0704-0188), Washington, DC 20503.

1. AGENCY USE ONLY (Leave blank)	2. REPORT DATE	3. REPORT TYPE AND DATES COVERED	
	2000	Series Publication	
4. TITLE AND SUBTITLE			5. FUNDING NUMBERS
a) Ruhedruck und Entspannungsbewegungen ueberkonsolidierter Boeden ; b) Zum Einfluss negativer Porenwasserspannungen auf die Standsicherheit von Einschnittsboeschungen in ueberkonsolidierten Boeden  a) Pressure and Tension-Reducing Movements of Over-consolidated Soils ; b) On the Influence of Negative Interstitial Water Tension on the State of Cutting Slopes' Safety in Over-consolidated Soils			
6. AUTHOR(S)			
Hartmut Schulz, editor; a) Hartmut Schulz; b) Peter Schick			
7. PERFORMING ORGANIZATION NAME(S) AND ADDRESS(ES)			8. PERFORMING ORGANIZATION Report Number REPORT NUMBER
Mitteilungen des Instituts fuer Bodenmechanik und Grundbau, Universitaet der Bundeswehr Muenchen, Proetzeler Chausee 20, D-15344 Strausberg			Heft 14- Muenchen 2000
9. SPONSORING/MONITORING AGENCY NAME(S) AND ADDRESS(ES)			10. SPONSORING/MONITORING AGENCY REPORT NUMBER
			ISSN 0173-2447
11. SUPPLEMENTARY NOTES			
Text in German. Title and abstract in German and English, 82 pages, ISSN 0173-2447, Heft 14 – Muenchen 2000.			
12a. DISTRIBUTION/AVAILABILITY STATEMENT		12b. DISTRIBUTION CODE	
Distribution A: Public Release.			
ABSTRACT (Maximum 200 words)			
In the first section one finds the results of tests to measure horizontal stresses in over-consolidated soils. The measurements have shown that the theorem for in situ effective horizontal stress based on the friction angle may not always be valid for plastic soils. The second section deals with calculating the factor of safety of cutting slopes in over-consolidated, fine-grained soils: earth pressure at rest, the swelling and reduction of strength, and negative pore water pressure. Mechanically simple sliding mechanisms have been used in this study to counter constant shearing parameters.			
14. SUBJECT TERMS			15. NUMBER OF PAGES
German, UNIBW, Over-consolidated soils, Cutting slopes, Horizontal stress			16. PRICE CODE
17. SECURITY CLASSIFICATION OF REPORT	18. SECURITY CLASSIFICATION OF THIS PAGE	19. SECURITY CLASSIFICATION OF ABSTRACT	20. LIMITATION OF ABSTRACT
UNCLASSIFIED	UNCLASSIFIED	UNCLASSIFIED	UNLIMITED

Mitteilungen des Instituts für  
Bodenmechanik und Grundbau  
Universität der Bundeswehr München



Herausgegeben von Universitätsprofessor Dr.-Ing. Hartmut Schulz

Schulz, H.: Ruhedruck und Entspannungsbewegungen  
überkonsolidierter Böden

Schick, P.: Zum Einfluss negativer Porenwasserspannungen  
auf die Standsicherheit von Einschnittsböschungen  
in überkonsolidierten Böden

## Vorwort des Herausgebers

Im Sommer 1997 kam Heft Nr. 13 der Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München heraus, das sich mit Problemen der Oberflächendichtung von Deponien beschäftigt. Die darin dargestellten Arbeiten sind noch unter der Leitung von Herrn Kollegen Horn entstanden. Nach nunmehr dreijähriger Pause, in der sich der Wechsel der Institutsleitung vollzogen hat, und sich die Aufgabenschwerpunkte verändert haben, liegt das Heft Nr. 14 vor, das sich in zwei Beiträgen mit Fragen überkonsolidierter Böden beschäftigt.

In dem Beitrag von Herrn Dr.-Ing. P. Schick, der auch Verfasser der Hefte Nr. 11 und 12 war, werden Überlegungen zur Standsicherheit von Böschungen, die in überkonsolidierten Böden angeschnitten werden, dargestellt und der Einfluss der Überkonsolidierung im Rahmen einer Parameterstudie aufgezeigt. Hierfür verwendet Herr Dr. Schick das von Goldscheider und Kolymbas entwickelte und in DIN 4084-100 übernommene Verfahren der "Starrkörper-Bruchmechanismen", mit dessen Hilfe sich die bei überkonsolidierten Böden einstellenden nicht kreisförmigen Gleitlinien sinnvoll annähern lassen.

Der erste Beitrag beschreibt Versuche und deren Ergebnisse, bei denen die Entwicklung der horizontalen Spannungen während der eindimensionalen Be- und Entlastung gemessen werden. Inhaltlich ergänzen sich beide Beiträge, da hier Ansätze dargestellt sind, aus denen die horizontalen Spannungen, die infolge der Überkonsolidierung in Böden mit Plastizitätszahlen von  $I_p = 8$  bis 48 % entstehen, ermittelt werden können. Die Versuche, die noch in der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe mit dort entwickelten Geräten durchgeführt worden sind, zeigen, dass die bei Überkonsolidierung auftretenden Seitendrücke mit den bekannten Ansätzen relativ zutreffend beschrieben werden können, obgleich diese Ansätze keinerlei Parameter enthalten, die Bezug haben zu den plastischen Eigenschaften oder dem Kompressions- und Schwellverhalten. Als Nebenergebnis konnte festgestellt werden, dass der gemessene Seitendruck im Bereich der Normalkonsolidierung nicht gut mit dem Jakyschen Ansatz beschrieben werden kann.

Wenn dieses Heft sich auch ganz einem Thema widmet, das mit früheren Arbeiten des Instituts kaum Gemeinsamkeiten aufweist, so sind doch Themen des Deponiebereichs, insbesondere der Oberflächenabdichtungen, nach wie vor ein Arbeitsschwerpunkt des Institutes, so wie auch das Thema Ufersicherungen einen Schwerpunkt darstellt. Über diese beiden Arbeitsbereiche werden im nächsten Heft der Institutsmitteilungen Beiträge erscheinen.

Inhalt

	Seiten
Schulz, H.: Ruhedruck und Entspannungsbewegungen überkonsolidierter Böden	1 bis 46 zzgl. Anlagen
Schick, P.: Zum Einfluss negativer Porenwasserspannungen auf die Standsicherheit von Einschnittsböschungen in überkonsolidierten Böden	1 bis 37 zzgl. Anlagen

Liste der Mitteilungshefte aus dem Institut für Bodenmechanik und Grundbau UniBwM

# Ruhedruck und Entspannungsbewegungen überkonsolidierter Böden

Hartmut Schulz

## Inhaltsverzeichnis

Verwendete Symbole .....	2
Verzeichnis der Bilder .....	3
Kurzfassung / Summary .....	4
1 Vorbemerkung .....	5
2 Besonderheiten überkonsolidierter Böden .....	5
3 Notwendigkeit der Untersuchung .....	7
4 Stand des Wissens .....	9
5 Ziel der eigenen Untersuchungen .....	17
6 Arbeitshypothese .....	18
7 Versuchsgeräte (Geräteentwicklung) .....	21
7.1 Meß- und Regelprinzip .....	21
7.2 Vorversuche .....	21
7.2.1 Versuchszelle .....	21
7.3 Versuchseinrichtung .....	26
7.3.1 Allgemeines .....	26
7.3.2 Differenzdruckregelung .....	28
7.3.3 Meßwertaufnehmer .....	28
7.4 Kalibrierung der Meßeinrichtung .....	30
7.4.1 Allgemeines .....	30
7.4.2 Kalibrierung der Kraftmeßdose .....	30
7.4.3 Kalibrierung der Druckgeber .....	30
8 Untersuchte Böden .....	31
9 Bewertung der Versuche und Verifizierung der Arbeitshypothese .....	35
10 Korrelationen .....	39
11 Zusammenfassung .....	42
Literaturverzeichnis .....	44
Verzeichnis der Anlagen .....	46

Anlagen

## Verwendete Symbole

<u>Symbol</u>	<u>Dimension</u>	<u>Bedeutung</u>
<b>Lateinische Buchstaben</b>		
a	[1]	Dimensionsloser Faktor
$A_{<0,06\text{mm}}$	[1]	Massenanteil von Körnern mit Durchmesser < 0,06mm
$C_c, C_s$	[1]	Kompressions- bzw. Schwellbeiwert
e	[1]	Porenzahl
$I_p$	[1]	Plastizitätszahl
$K_{0cc}$	[1]	Ruhedruckbeiwert des überkonsolidierten Bodens
$K_{0nc}$	[1]	Ruhedruckbeiwert des normalkonsolidierten Bodens
OCR	[1]	Überkonsolidierungsverhältnis
p	[F/L <sup>2</sup> ]	Effektiver hydrostatischer Spannungsanteil
q	[F/L <sup>2</sup> ]	Deviatorspannung

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	[1]	Exponent
$\lambda$	[1]	Ruhedruckbeiwert
$\sigma'v, \sigma'_{Vmax}$	[F/L <sup>2</sup> ]	Effektive Vertikalspannung, maximale frühere ~
$\sigma'_{he}$	[F/L <sup>2</sup> ]	Effektive Horizontalspannung eines normal konsolidierten Bodens bei der effektiven Vertikalspannung $\sigma'_e$
$\sigma'_e$	[F/L <sup>2</sup> ]	Äquivalente Normalspannung
$\sigma'_1, \sigma'_3$	[F/L <sup>2</sup> ]	Effektive größte bzw. kleinste Hauptspannung

## Verzeichnis der Bilder

- Bild 1: Beziehung zwischen  $\alpha$  und  $\sin \varphi'$  nach MAYNE AND KULHAWY (1982), und SCHMIDT (1967)
- Bild 2: Beziehung zwischen  $\alpha$  und  $I_p$  nach MAYNE AND KULHAWY (1982), und DYVIK et. al. (1986)
- Bild 3: Werte von  $\lambda$  und  $\alpha$  in Abhängigkeit von der Fließgrenze nach SHERIF AND ISHIBASHI (1981)
- Bild 4: Darstellung der Hypothese  $\sigma_h' = k_0 \cdot \sigma_e'$
- Bild 5: Querschnitt durch das Seitendruckgerät Modell "Membran"
- Bild 6: Gegengeregelter Seitendruck bei konstantem Innendruck von 2 bzw. 5 bar bei der Zelle Modell "Membran"
- Bild 7: Versuchszelle Modell "Schieber"
- Bild 8: Ergebnisse der Kalibrierung des Modells "Schieber"
- Bild 9: Versuchszelle für den Kompressionsversuch mit Seitendruckmessung über integrierte Differenzdruckaufnehmer
- Bild 10: Schema der Versuchsanlage SD 2 mit pneumatischer Presse
- Bild 11: Klassifizierungskenngrößen der untersuchten Böden
- Bild 12: Plastizitätsgrenzen und Klassifizierung der untersuchten Böden
- Bild 13: Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196
- Bild 14: Körnungslinien nach DIN 18123

## Kurzfassung / Summary

In dem Beitrag werden Versuche beschrieben, mit denen die effektiven Horizontalspannungen überkonsolidierter bindiger Böden gemessen worden sind. Der Seitendruck wurde mit in die Zellenwandung integrierten Differenzdruckaufnehmern ermittelt. Für die Auswertung wurde die Hypothese zugrunde gelegt, dass die effektiven Horizontalspannungen sowohl im normalkonsolidierten als auch im überkonsolidierten Zustand mit der äquivalenten Vertikalspannung korrespondieren. Dies führt auf einen Exponenten für das Überkonsolidierungsverhältnis auf der Basis der Kompressions- und Schwellbeiwerte aus dem eindimensionalen Kompressionsversuch. Die Übereinstimmung mit den Messergebnissen kann aber nur hergestellt werden, wenn zusätzlich ein Anpassungsfaktor verwendet wird. Dieser Anpassungsfaktor wird mit dem Kompressionsbeiwert selbst, aber auch mit der Plastizitätszahl korreliert. Die Untersuchung zeigt, dass mit einer verbreiteten Beziehung i.a. relativ gut zutreffende Ergebnisse erzielt werden. Sie zeigt aber auch, dass mit der Formel von Jaky die Horizontalspannung im Ruhedruckfall für normalkonsolidierte bindige Böden deutlich unterschätzt werden können.

Overconsolidated soils show a state of stress with higher horizontal stresses than normal consolidated soils: The horizontal stress is a function of overconsolidation ratio OCR with an exponent  $\alpha$  that often is given as a function of the friction angle of the normal consolidated soil. In this article tests have been presented which have been performed in specially developed test devices to measure horizontal stresses using a differential pressure gauge. The tests have been analysed based on a hypothesis of equal horizontal stresses at equal void ratios for normal consolidated and for overconsolidated soils. This analysis leads to an equation for the effective horizontal stress in which the power of  $\alpha$  to OCR is based on the compression and swelling indices. Obviously this exponent has to be adapted to the measured behaviour by an empirical factor. This factor has been investigated with three soils with different plasticity indices and an empirical function has been derived for this factor. Not only does Jaky's common equation fit experimental data well, the new relationship is more accurate. In addition the tests provide evidence that Jaky's rule for insitu effective horizontal stress based on the friction angle may not always be valid for plastic soils. The measurements have shown markedly higher values than predicted by Jaky's formula. These results open up new perspectives in description of overconsolidated soil behaviour as well as in improvement of building measures in overconsolidated soils.

## 1 Vorbemerkung

Der vorliegende Beitrag beruht auf einem Forschungsvorhaben der DFG (Az: Schu 483/3-1), welches im Jahre 1989 während der Tätigkeit des Verfassers in der Bundesanstalt für Wasserbau begonnen worden ist. Der Abschlussbericht zu diesem Forschungsvorhaben mit dem Titel

"Abhängigkeit des Seitendrucks überkonsolidierter Tone von deren Verformungseigenschaften"

konnte jedoch erst im Laufe des Jahres 1999 fertig gestellt werden. Die Versuche, die diesem Beitrag zugrunde liegen, wurden alle noch in der Bundesanstalt für Wasserbau mit von der Bundesanstalt für Wasserbau entwickelten Geräten durchgeführt. An dieser Stelle möchte ich dem Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau, Herrn Dr.-Ing. Knies, dem Leiter des Labors, Herrn Dipl.-Ing. (FH) M. Pietsch, Frau Dipl.-Ing. Ch. Laursen und Herrn Dipl.-Ing Mayer für die Mit- und Zuarbeit an den Versuchen und zu dem Bericht ganz herzlich danken.

## 2 Besonderheiten überkonsolidierter Böden

Überkonsolidierte Böden stehen in weiten Teilen der Bundesrepublik an: z.B als eiszeitlich vorbelastete Geschiebemergel und Kreidetone in Norddeutschland, als geologisch vorbelastete Keupermergel, Knollenmergel und Opalinustone in Süddeutschland. Hohe Vorbelastungen ohne diagenetische Bindungen haben diese Lockergesteine in Festigkeitsbereiche von mürbem Fels gebracht. Verwitterung und Entlastung führen jedoch zu einer Entfestigung auf sehr geringe Werte der Scherfestigkeit, die bei natürlichen und künstlichen Einschnitten, insbesondere für Verkehrswege, zu zahlreichen Rutschungen und erheblichen volkswirtschaftlichen Schäden geführt haben und noch führen. In der Fachsprache der Ingenieurgeologie werden diese Formationen auch als "veränderlich feste Gesteine" bezeichnet.

Rutschungen an Böschungen des Mittellandkanals, des Stichkanals nach Hildesheim und von Autobahnstrecken im Raum Braunschweig / Hildesheim weisen auf die Probleme dieser Böden hin. Im Süden Deutschlands, insbesondere im Südwesten, sind es die als rutschgefährdet bekannten, natürlich entstandenen Hänge des Knollenmergels und des Opalinustons, die Bebauungen solcher Hänge erheblich verteuern. In Großbritannien hat SKEMPTON (1961) als erster darauf hingewiesen, daß Rutschungen, die teilweise erst später als 100 Jahre nach Herstellung der tiefen Einschnitte im Londoner Ton aufgetreten sind, mit der Überkonsolidierung und der der Herstellung des Einschnitts langsam folgenden Entfestigung zusammenhängen. Unerwartet

große, zeitverzögert aufgetretene Verformungen von Baugrubenwänden in steifen bis halbfesten bindigen Böden können ihre Ursachen im Abbau hoher gespeicherter Dehnungsenergien aus der geologischen Vorbelastung der Böden haben, z.B. GARTUNG (1986).

Die wesentliche Besonderheit dieser Böden ist die in ungestörtem Zustand sehr hohe horizontale Spannung, die über dem Betrag der aktuellen vertikalen Spannung liegen kann. Die Reduzierung des Spannungszustandes, z.B. durch einen Aushub bei einer Baumaßnahme, führt zu einer Volumenvergrößerung. Mit dieser Volumenvergrößerung ist die Entstehung einer Teilsättigung verbundenen, diese wiederum mit hohen negativen Porenwasserdrücken infolge der im gebundenen Porenwasser auftretenden Zugkräfte, die eine Erhöhung der Normalkräfte im Korngerüst (soweit man davon sprechen kann) und damit große Festigkeiten nach sich ziehen. Der Abbau der die Verformung behindernden negativen Porendrücke erfolgt erst nach Auffüllung des zusätzlichen Porenvolumens mit Wasser, was wegen der geringen Wasserdurchlässigkeit dieser Böden in der Regel viel Zeit benötigt. Entsprechend dem langsamen Zufluss von Wasser können Dehnungen stattfinden. Insbesondere in der horizontalen Richtung kann sich der Boden entspannen und die in geologischen Zeiträumen gespeicherte Energie abbauen (KHERA, SCHULZ, 1984). In vertikaler Richtung hatte ein solcher Boden in der Regel im Laufe seiner geologischen Vergangenheit genügend Zeit um aufzuschwellen. Hier treten nur noch die aus der jüngsten vertikalen Entlastung resultierenden Schwellungen ein, während in horizontaler Richtung mehr oder weniger noch die gesamten gespeicherten Dehnungen der geologischen Geschichte frei gesetzt werden können.

Mit dem Abbau der Porendrücke vermindert sich die Festigkeit. Für Nachweise der Standsicherheit von Bauwerken in überkonsolidierten Tonen ist daher der Anfangszustand mit der größeren Festigkeit verbunden, nicht der Endzustand, wie bei normal konsolidierten Böden. Die Festigkeiten überkonsolidierter Böden im Anfangs- und Endzustand spielen im vorliegenden Zusammenhang keine Rolle. Lediglich der Reibungswinkel des beim Scheren entwässernden Bodens wird für die vergleichende Berechnung des Ruhedruckbeiwertes nach allgemein gängiger Praxis benötigt.

### 3 Notwendigkeit der Untersuchung

Das von der Kommission der Europäischen Gemeinschaften veranlaßte neue Sicherheitskonzept, niedergelegt in den Eurocodes bzw. den europäischen Vornormen DIN V ENV 1991 bis ENV 1998, fordert die Führung von Nachweisen der Gebrauchsfähigkeit. In der Vornorm DIN V ENV 1997-1 wird erstmals in einem für Deutschland relevanten Normenwerk verlangt, die Effekte der Überkonsolidierung auf Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Bauwerken zu berücksichtigen.

Das Wissen und die Erfahrung um die Eigenschaften dieser Böden ist aber in der Praxis immer noch relativ gering. Die Wissenslücken bestehen nicht so sehr über die Größe der horizontalen Spannungen in Abhängigkeit von den vertikalen Spannungen als Funktion der Entlastungsgeschichte, sondern vielmehr über die Dehnungen, vor allem der horizontalen Entlastungsdehnungen, die z.B. bei der Herstellung von Einschnitten und Baugruben auftreten. Zwar ist die Quantifizierung dieser Dehnungen nicht einfach und auch nicht Thema dieses Berichtes, aber immerhin kann schon eine Vorstellung über die Veränderungen des Spannungszustandes in Verbindung mit der Kenntnis anderer Eigenschaften eines Bodens eine Information darüber liefern, mit welchen Verformungen in welchen Zeiträumen zu rechnen ist.

In neuerer Zeit sind für spektakuläre Bauvorhaben in Frankfurt/M. und Berlin Pfahlplattengründungen ausgeführt worden, bei denen ein Teil der Last auf die Pfähle, ein Teil über die Platte in den Baugrund eingeleitet wird. Hinsichtlich des Lastanteils der Pfähle ist die Bedeutung des sogenannten Primärspannungszustandes des Baugrundes auf das Tragverhalten sehr deutlich geworden. Aus modellhaften Vergleichsberechnungen (KATZENBACH et. al., 1998) geht hervor, daß große horizontale Spannungen die Tragfähigkeit erheblich verbessern, so dass es aus Gründen der Wirtschaftlichkeit notwendig ist, die horizontalen Spannungen im Bereich der Pfahlschäfte einer Pfahlplattengründung zu kennen. Stand der Technik bei der Bemessung von Pfählen ist derzeit noch, die vertikale Tragfähigkeit über die sog. Mantelreibung unmittelbar an die Kurzzeitfestigkeit des Bodens anzubinden, ohne den Eigenspannungszustand des Bodens hierbei einzubeziehen. Dieses Vorgehen hat allerdings solange seine Berechtigung, solange die Horizontalspannungen überkonsolidierter Böden nicht zuverlässig angegeben werden können.

Bei Bauwerkssetzungen ist schon seit langem bekannt, daß bei sonst vergleichbaren Verhältnissen von Bauwerk und Last überkonsolidierte Böden deutlich geringere Setzungen aufweisen als normalkonsolidierte Böden mit vergleichbaren Zusammendrückungseigenschaften (STEINFELD, 1968). Dies wird damit begründet, daß die elastischen Eigenschaften in horizonta-

ler Richtung anders seien als in vertikaler. Wenn die lineare Zusammendrückung eines Bodens eine Funktion der Spannung in dieser Richtung ist, wie das auch für überkonsolidierte Böden in konventionellen Laststetigkeitsversuchen gezeigt werden konnte (KHERA, SCHULZ, 1984) dann führen die horizontalen Spannungen aus der Vorbelastung tatsächlich zu einem Untergrund mit anisotropen Zusammendrückungseigenschaften, bei dem sich eine deutliche Setzungsreduzierung gegenüber einem nicht überkonsolidierten Boden ergibt (BARDEN, 1963). In einem solchen Fall wäre es wichtig, den Spannungszustand *in situ* zu kennen, aus dem auf das Verhältnis der Steifemoduli in vertikaler und horizontaler Richtung geschlossen werden könnte.

Auch Schadensfälle an tiefen Baugruben wie derjenigen der S-Bahn-Baugrube Stuttgart-Vaihingen (WITTKE, GRÜTER, 1982) zeigen, dass gespeicherte horizontale Dehnungsenergie nicht vernachlässigt werden darf, wenn der Baugrund angeschnitten wird.

## 4 Stand des Wissens

Im Vergleich zur Kenntnis des Ruhespannungszustandes eines ungestörten normal konsolidierten Bodens ist die Kenntnis des Ruhespannungszustandes eines überkonsolidierten Bodens noch gering, vor allem besteht eine gewisse Unsicherheit hinsichtlich der Abschätzung seiner Größe aus einfachen kennzeichnenden Parametern. Dabei ist gerade der Zustand der Überkonsolidierung der häufigere Zustand unserer als Baugrund vorkommenden Böden, wenn junge, noch im Entstehen begriffene Sedimente an Gewässern ausgenommen werden. Bereits durch Austrocknung oder durch Grundwasserstandsveränderungen kann eine Überkonsolidierung entstehen, die die Verformungseigenschaften eines Bodens deutlich beeinflußt und mit dazu beiträgt, daß Setzungsberechnungen bei solchen Böden stark streuen bzw. in der Regel zu hohe Werte liefern (FILHO, 1986).

Aber nicht nur bei der Ermittlung von Setzungen, sondern generell auch bei der Untersuchung des Verformungsverhaltens von Stützwänden und deren Bemessung ist in solchen Böden die Kenntnis des Seitendrucks notwendig, führt er doch in Verbindung mit den Schwelleigenschaften zu oft unerwartet großen Verformungen dieser Wände verbunden mit erheblichen Zunahmen der Stützkäfte (WITTKE, GRÜTER, 1982, GARTUNG 1986).

Auf die besondere Problematik des Fußauflagers von Stützwänden in überkonsolidierten Böden hat der Verfasser (SCHULZ, 1982) hingewiesen. Über das Zusammenwirken von Erddruck und Strömungsdruck beim Aushub von Baugruben in überkonsolidierten Böden haben unter anderem Modellversuche in der Zentrifuge ein wenig Licht auf die Problematik geworfen, die in der Praxis durch ein recht oberflächliches Vertrauen auf die Erfahrung übergegangen wird (BOLTON, POWRIE, 1987). Als für die Praxis glücklicher, für die theoretische Behandlung erschwerenden Umstand muß die bei Entlastungsvorgängen in überkonsolidierten Böden entstehende Volumenvergrößerung angesehen werden, die zu einer erheblichen Kapillarkohäsion, d.h. einer hohen undränierten Scherfestigkeit im Anfangsstadium führt und bewirkt, daß in der Praxis speziell bei vorübergehenden Stützbauwerken, wie sie Baugrubenwände darstellen, relativ selten größere Komplikationen auftreten. Aber auch bei zahlreichen anderen Bauwerken spielt der Ruhespannungszustand eine große Rolle, wie leicht zu zeigen ist. Nach GUDEHUS (1980) ist damit zu rechnen, daß sich ein erhöhter Seitendruck auf eine Stützwand nach deren Einbau, d.h. also, wenn der Boden eine vorübergehende Entspannung erfahren hat, wieder aufbauen kann. Dies ist denkbar, da bei einer Entlastung die im Boden gespeicherte Dehnungsenergie in horizontaler Richtung (KHERA, SCHULZ, 1984) durch die Kapillarkohäsion nicht sofort abgebaut wird und sich daher bei später wieder vorhandener Ver- oder Behindung der seitlichen Dehnung

erneut ein erhöhter Seitendruck aufbauen kann. Dies führt bei Pfahlgründungen zu einer Zunahme der Mantelreibung, die erwünscht ist, bei eingeerdeten Rohrleitungen und Tunnels dagegen zu Spannungszuständen, auf die möglicherweise diese Bauwerke nicht bemessen sind. So werden Beschädigungen lediglich infolge der vorgegebenen Sicherheiten oder durch andere Effekte verhindert, wenn Ruhedruck in der Definition von BISHOP (1958) im Sinne von Einbringen eines Bodens ohne seitliche Verformung verstanden wird.

Zu diesen Effekten kann der Einfluß der Verdichtung gezählt werden. Auch Verdichten eines Bodens erzeugt im allgemeinsten Sinne eine Überkonsolidierung, da eine Reduzierung der Porenzahl gegenüber der lediglich aus Eigenlast gegebenen bewirkt wird. Mit der Verdichtung sind Verdichtungserddrücke verbunden, die für Sand bereits von SPOTKA (1977) mit Hilfe von Überlegungen zum Ruhespannungszustand bei Überkonsolidierung einer quantitativen Betrachtung zugeführt worden sind, welche prinzipiell auch für bindige Böden gilt.

Das Problem des als Verdichtungserddruck hinter einer Stützwand verbleibenden „Erddruckrucksackes“ entsteht durch die Nachgiebigkeit der Wand gegenüber dem durch die Überlagerung und die Verdichtung zunehmenden Erddruck, wie eingehend von THAMM (1987) gezeigt wurde. Es darf nicht übersehen werden, daß die durch die Verdichtung erzeugte seitliche Ver- spannung bei unnachgiebigen Bauwerken erhalten bleiben kann. Inwieweit durch zyklische Beanspruchungen, z.B. wiederholte Grundwasserstandsschwankungen, eine Reduzierung des Ruhedrucks eines überkonsolidierten Bodens eintreten kann, ist derzeit praktisch nicht erforscht. Hinweise hierzu finden sich bei KULHAWY AND BEECH (1987) aus denen sich für Zyklen unterhalb der maximalen Vorbelastung eine Reduzierung des Seitendruckbeiwerts andeutet, was auch aus Beobachtungen an in Sand eingebetteten Rohrleitungen abgeleitet werden kann.

Nicht zuletzt spielt die Überkonsolidierung auch beim progressiven Bruch von Einschnittsböschungen eine Rolle (SINGH et. al., 1973, SCHULZ, 1982). Wenn der Spannungszustand schon vor dem Aushub durch einen hohen Ruhedruckbeiwert gekennzeichnet ist, dann genügt eine relativ geringe Zunahme der Beanspruchung, um den Boden in den passiven Bruchzustand zu bringen. Wegen des allgemein spröden Verhaltens überkonsolidierter Tone bei Scherbeanspruchung kann dann ein progressiver Bruch einsetzen, ohne daß die von BJERRUM (1967) dargestellte, auf Vorstellungen von TERZAGHI beruhende Annahme von entfestigtem und verwittertem Material am Böschungsfuß herangezogen werden muß.

In Anbetracht der aufgezeigten Bedeutung des Ruhedrucks für den Grundbau nimmt die Bau- praxis relativ wenig Notiz von dessen Existenz, was zum einen daran liegt, daß es praktisch

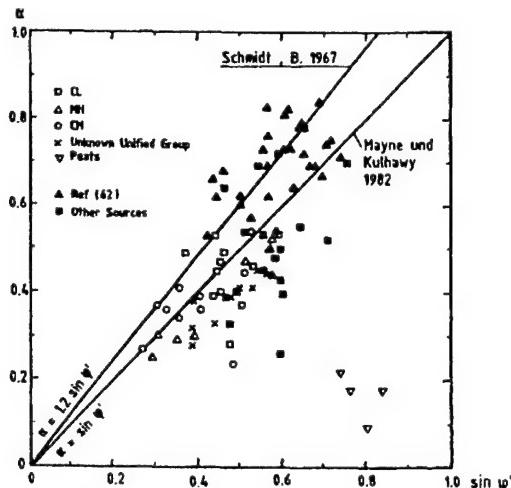
keine einfachen Nachweisverfahren gibt, in die er Eingang findet, aber auch daran, daß seine Ermittlung oder auch nur Abschätzung schwierig ist. Selbst in explizit für die Geotechnik konzipierten FE - Programmen ist es nicht ganz einfach, mit der Überkonsolidierung verbundene bodenmechanische Effekte zu simulieren. Messungen *in situ* sind nur mit Spezialgeräten wie dem selbstbohrenden Pressiometer (WINDLE AND WROTH, 1977) oder der spatenförmigen Seitendrucksonde (MARCHETTI, 1980) durchführbar, die nicht leicht verfügbar, mit hohem finanziellen Aufwand verbunden, nur in Böden bestimmter Körnungen einsetzbar sind und, - zumindest die spatenförmigen Seitendrucksonden - den *in situ* - Spannungszustand doch nicht ganz unbeeinflußt von dem Einbringvorgang des Gerätes liefern. Laborversuche zur unmittelbaren Ermittlung des Seitendrucks erfordern einen hohen apparativen Aufwand (BROOKER AND IRELAND, 1965, SHERIF AND ISHIBASHI, 1981, DYVIK, LACASSE, MARTIN, 1986) und sind daher nur im Zusammenhang mit Forschungsvorhaben durchführbar. Vereinfachte Methoden zur mittelbaren Messung des Seitendrucks mit konventionellen Laborgeräten (SKEMPTON, 1961, KHERA UND SCHULZ, 1985) an sehr sorgfältig entnommenen Sonderproben mit Kenntnis der genauen Spannungsgeschichte liefern im allgemeinen Ergebnisse, die mit gewissen Annahmen verbunden sind und daher in Anbetracht des immer noch erheblichen Aufwandes eine eingeschränkte Aussagekraft haben.

Eine ähnliche einfache Beziehung wie für den Ruhedruckbeiwert eines normalkonsolidierten Bodens gibt es für den überkonsolidierten Boden nicht, da die effektive Horizontalspannung nicht linear vom Überkonsolidierungsverhältnis abhängt. Der derzeitige Stand der Wissenschaft geht davon aus, daß der Ruhedruckbeiwert eines überkonsolidierten Bodens eine Funktion des Ruhedruckbeiwertes des entsprechenden normalkonsolidierten Bodens, des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR und des Reibungswinkels in folgender Form ist:

$$K_{0oc} = K_{0nc} \cdot OCR^\alpha \quad (1)$$

mit	$K_{0oc}$	Ruhedruckbeiwert des überkonsolidierten Bodens
	$K_{0nc} = 1 - \sin \varphi'$	Ruhedruckbeiwert des normalkonsolidierten Bodens
	$OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v}$	Überkonsolidierungsverhältnis
	$\alpha = f(\varphi')$	
wobei:	$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel des Bodens
	$\sigma'_{vmax}$	maximale frühere effektive Vertikalspannung
	$\sigma'_v$	vorhandene effektive Vertikalspannung
	$K_{0nc} = 1 - \sin \varphi'$	

Aufgrund einer Vielzahl von Untersuchungen aus veröffentlichten Daten sind MAYNE AND KULHAWY (1982) zu der Auffassung gekommen, daß  $\alpha = f(\varphi')$  am einfachsten durch  $\sin \varphi'$  darzustellen sei. Die Korrelation zwischen dem tatsächlichen Exponenten  $f(\varphi')$  und  $\sin \varphi'$  ist aber nicht besonders gut (**Bild 1**). Die historische Entwicklung der Ruhedruckforschung wird bei BROOKER AND IRELAND (1965) ausführlich geschildert und soll hier nicht wiederholt werden.



**Bild 1:** Beziehung zwischen  $\alpha$  und  $\sin \varphi'$  nach MAYNE AND KULHAWY (1982) und SCHMIDT (1967)

Nach 1965 scheint ein erster Versuch mit einem Potenzansatz auf SCHMIDT (1967) zurückzugehen, der den Seitendruckbeiwert  $K$  für den überkonsolidierten Boden als Funktion des Überkonsolidierungsverhältnisses in einem doppelt logarithmischen Diagramm als Gerade darstellt und dabei sowohl Versuche von BISHOP (1958), HENDRON (1963) und BROOKER AND IRELAND (1965) verwendete. SCHMIDT korrelierte den Exponenten  $\alpha$  der Versuche von BROOKER AND IRELAND mit dem Reibungswinkel  $\varphi'$  des Bodens und fand, daß die Beziehung

$$\alpha = 1,2 \cdot \sin \varphi' \approx \sin (1,2 \varphi') \quad (2)$$

die Versuchsergebnisse ausreichend genau wiedergab (**Bild 1**). In der weiteren Entwicklung der Ruhedruckforschung stellt die Untersuchung von MAYNE AND KULHAWY (1982) einen Meilenstein dar. Sie stellten praktisch sämtliche bis dahin verfügbaren Daten zusammen und schlugen nach einer statistischen Auswertung von 170 sowohl nichtbindigen als auch bindigen Böden die einfache Beziehung

$$K_{0oc} = K_{0nc} \cdot OCR^\alpha \quad (3)$$

$$\text{mit } \alpha = \sin \varphi' \quad (4)$$

für den Entlastungsast nach der maximalen Vorbelastung vor, bei der sich Korrelationskoeffizienten zwischen  $\alpha$  und  $\sin \varphi'$  in der Größenordnung von 0,7 ergeben (zwei genauere Beziehungen liefern Korrelationskoeffizienten von 0,671 und 0,720.) MAYNE UND KULHAWY unternehmen keinen Versuch, andere Eigenschaften zumindest der bindigen Böden mit dem Ruhedruckbeiwert zu korrelieren.

Eine weitere Untersuchung liegt von DYVIK et. al. (1986), vor, in der vier ungestörte norwegische bindige Böden untersucht worden sind. Da diese Böden infolge der Entnahme einem isotropen Kapillarspannungszustand ausgesetzt waren, bevor sie in das Oedometergerät eingebaut worden sind, muß bereits der Erstbelastungsast als ein Wiederbelastungsast aufgefaßt werden, weshalb eine Korrektur der Ergebnisse erforderlich wurde. Hierbei zeigte sich, daß die erhaltenen Ergebnisse nur teilweise mit der von MAYNE UND KULHAWY (1982) angegebenen Beziehung übereinstimmen, weshalb die Verfasser die Durchführung entsprechender Seitendruckmessungen im eindimensionalen Druckversuch empfehlen.

Als Kritik an den Untersuchungen zur Abhängigkeit des Ruhedruckbeiwertes überkonsolidierter Böden muß in diesem Zusammenhang angeführt werden, daß es keine Untersuchungen oder Hinweise gibt, mit welchem Reibungswinkel in die zuvor genannte Beziehung einzugehen ist bzw. aus welchen Versuchsarten  $\varphi'$  jeweils gewonnen wurden. Aufgrund der erheblichen Unterschiede der Reibungswinkel bei den verschiedenen Versuchsarten ist die schlechte Korrelation nicht verwunderlich und es fragt sich, ob nicht andere Abhängigkeiten günstigere Ergebnisse liefern. Allerdings ist auch die Plastizität wegen der großen Streuungen bei der Ermittlung der Konsistenzgrenzen kein besonders guter Parameter.

Aus der Auftragung von  $\alpha$  über der Plastizitätszahl  $l_p$  (**Bild 2**) geht deutlich hervor, daß für diese Böden eine Korrelation mit der Plastizität zu keiner sinnvollen Beziehung führt. Allerdings hat WROTH (1972) über eine halblogarithmische Darstellung des eindimensionalen Spannungspfades für 6 Böden eine gute Korrelation mit der Plastizität  $l_p$  gefunden, aus der sich der Seitendruckbeiwert ermitteln läßt.

BELLOTTI et. al. (1975) fanden unterschiedliche Tendenzen in der Abhängigkeit des Exponenten  $\alpha$  von der Plastizität. Bei gestörten Böden nimmt  $\alpha$  danach mit zunehmender Plastizität ab, bei ungestörten Proben dagegen zu.

BROOKER UND IRELAND (1965) geben eine Darstellung, bei der der Erddruckbeiwert des überkonsolidierten Bodens bei Überkonsolidierungsverhältnissen OCR bis 8 mit der Plastizität zunimmt, bei größeren OCR-Werten jedoch ab  $I_p = 0,2$  wieder abnimmt. Ein einfacher Zusammenhang läßt sich jedenfalls nicht erkennen, so daß die Plastizität als Parameter für eine einfache, praktisch handhabbare Beziehung zwischen Erdruhedruck und Überkonsolidierungsverhältnis nicht geeignet zu sein scheint.

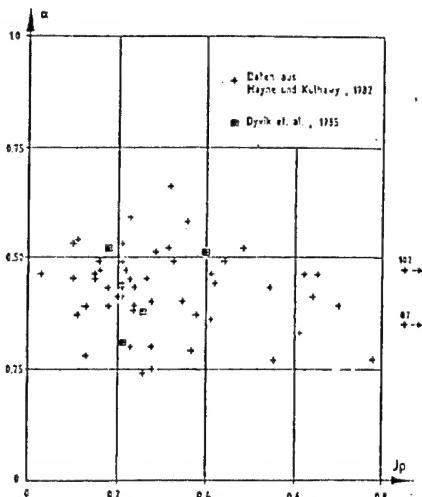


Bild 2: Beziehung zwischen  $\alpha$  und  $I_p$  nach MAYNE AND KULHAWY (1982) und DYVIK et. al. (1986)

Eine Arbeit, in der der Versuch unternommen wird, den Seitendruck überkonsolidierter bindiger Böden unmittelbar aus einem Materialgesetz abzuleiten, stammt von PENDER (1978). PENDER kommt unter Anwendung des „critical state concepts“ zu einer relativ komplizierten Beziehung für die Spannungsinkremente  $d\sigma$  und  $d\tau$ , mit  $p = 1/3 (\sigma_1' + 2\sigma_2')$  und  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ , die allerdings wegen der iterativen Auflösung für praktische Zwecke nicht geeignet ist, in die aber außer den Reibungseigenschaften auch das Verformungsverhalten indirekt eingeht.

SHERIF UND ISHBASHI (1981) haben in Versuchen an bindigen Böden eine allgemeine Beziehung der folgenden Form erhalten:

$$K_{0oc} = \lambda + \alpha (OCR - 1), \quad (5)$$

Hierin entspricht  $\lambda$  dem Ruhedruckbeiwert des normalkonsolidierten Bodens,  $\alpha$  ist die Steigung einer Geraden für  $K_{0oc}$  über OCR. Nach dieser Untersuchung nehmen die beiden Parameter in halblogarithmischer Darstellung linear mit der Fließgrenze zu, wobei die Korrelation für  $\alpha$  schlechter als für  $\lambda$  ist (Bild 3). Anzumerken ist, daß die Horizontalspannungen in den dieser Untersuchung beigefügten Diagrammen mehr oder weniger linear mit den Vertikalspannungen

abnehmen, was bei anderen Autoren nicht festzustellen ist, und daß bei den Versuchen bei der vertikalen Entlastung auf 0 eine horizontale Spannung  $> 0$  verblieben ist, was von anderen Forschern nicht berichtet wird, außer in einer Arbeit von FEDA, BOHAC UND HERLE (1995), bei der es um die Veränderung des  $K_0$ -Wertes durch hydrostatische Lastinkremente bei der anisotropen Konsolidation geht. Dort wird auch auf einen wenig bekannten Ansatz von FEDA (1984), zur Berechnung des Seitendruckbeiwertes normalkonsolidierter Böden  $K_{0nc}$  hingewiesen, in dem die Verformungseigenschaften bei eindimensionaler Kompression und Schwellung enthalten sind. Dieser Ansatz für den Ruhedruckbeiwert des überkonsolidierten Bodens findet sich z.B. auch bei GUDEHUS (1981). Dort ist  $\alpha$  durch den Zahlenwert 0,1 ersetzt, was einer Fließgrenze von  $w_L = 0,3$  entspricht:

$$K_{0oc} = K_{0nc} + 0,1 \text{ (OCR } -1\text{).} \quad (6)$$

Die bisherigen Ausführungen galten ausschließlich der Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes  $K_{0oc}$ , der sich bei eindimensionaler Entlastung von der maximalen effektiven vertikalen Normalspannung einstellt. Eindimensionale Wiederbelastung, wie sie bei MAYNE UND KULHAWY (1982) auch untersucht worden ist, soll im vorliegenden Zusammenhang nicht behandelt werden.

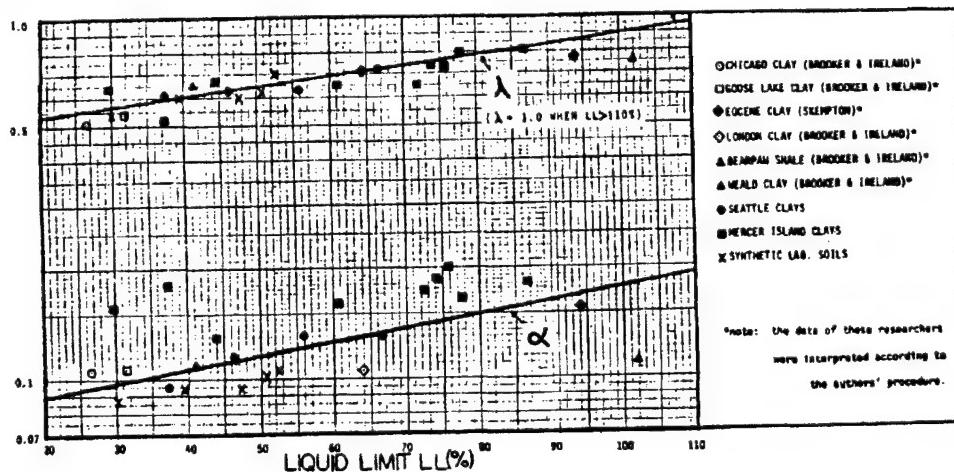


Bild 3: Werte  $\lambda$  und  $\alpha$  in Abhängigkeit von der Fließgrenze nach SHERIF UND ISHIBASHI (1981)

Bei den Laborverfahren zur Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes hat sich als Stand der Technik der Oedometerversuch mit Seitendruckmessung nach einem Kompensationsprinzip unter konstanter Temperatur als am besten herausgestellt, weil auf diese Weise die Bedingung, daß die horizontalen bzw. radialen Dehnungen null sind, am sichersten erfüllt werden kann (HENDRON, 1963, BROOKER AND IRELAND, 1965, DYVIK et.al., 1986). Aber auch mit eindimensionalen Kompressionsgeräten, bei denen kleine Dehnungen zugelassen werden, z.B. bei Geräten mit auf

Ringen applizierten Dehnungsmeßstreifen, sind erfolgreiche Versuche durchgeführt worden (BELLOTTI, FORMIGONI UND JAMIOLKOWSKI, 1975). Aus diesen Untersuchungen ergibt sich, dass generell kein einfacher Zusammenhang zwischen dem Exponenten  $\alpha$  und der Plastizität besteht.

Neben der unmittelbaren Messung im Oedometergerät kann der Seitendruck grundsätzlich auch im Dreiaxialgerät gemessen werden, z.B. berichten FINNO AND CHUNG (1992) darüber. Eigene Versuche des Antragstellers dazu haben gezeigt, daß dieses Verfahren sehr aufwendig ist. Eine Alternative, die versuchstechnisch etwas einfacher ist, wurde von SPOTKA (1977), verwendet. Um den Ruhedruckbeiwert zu bestimmen, wird bei dieser Versuchstechnik die axiale Dehnung der Probe während der Konsolidierung konstant gehalten, was aber nur für Materialien mit isotropen Konsolidierungseigenschaften möglich ist.

Eine weitere Möglichkeit, den Seitendruck im Dreiaxialgerät zu ermitteln, zeigen ANDRAWES UND EL-SOHBY (1973) in dem sie  $K_0$  durch Interpolation aus mehreren Versuchen mit vorgewählten Seitendruckbeiwerten für die Bedingung, daß die radiale Dehnung null ist, finden. Dieses Verfahren ist allerdings nur für normalkonsolidierte Böden geeignet.

## 5 Ziel der eigenen Untersuchungen

Als Ziel des Forschungsvorhabens war vorgesehen, den Exponenten  $\alpha$  des Potenzansatzes gemäß Gl. (3) für den Ruhedruckbeiwert überkonsolidierter Tone im Entlastungsaast:

$$K_{0oc} = K_{0nc} \cdot OCR^{\alpha}$$

nicht nur mit dem Reibungswinkel  $\varphi'$  eines Bodens zu korrelieren, sondern auch mit den Kompressions- und Schwelleigenschaften eines Bodens, ausgedrückt durch den Kompressionsbeiwert  $C_c$  und den Schwellbeiwert  $C_s$ . Damit war die Erwartung verknüpft worden, zutreffendere Korrelationen zu erhalten, als sich allein auf der Basis des Reibungswinkels oder gar eines festen Exponenten ergeben. Die Einführung der beiden Parameter Schwell- und Kompressionsbeiwert ist bereits von anderen Autoren vorgenommen worden (BJERRUM 1967, FEDA, s. bei FEDA et. al., 1995 oder PENDER, 1978). Sie wird mit der nachfolgend dargestellten Arbeitshypothese begründet, in der von der Annahme ausgegangen wird, daß die Last-Porenzahl-Beziehung eines normalkonsolidierten Tons im Kompressionsbereich genügend genau durch einen konstanten Kompressionsbeiwert beschrieben werden kann und daß dies auch für den Schwellbeiwert angenommen werden darf, ohne einen zu großen Einfluß auf die Resultate aufzuweisen. Es war im Rahmen dieses Vorhabens nicht vorgesehen, den Einfluß dieser vereinfachenden Annahmen zu untersuchen.

## 6 Arbeitshypothese

Bereits in KHERA, SCHULZ (1984,1985) ist eine Beziehung für den Seitendruckbeiwert  $K_{0oc}$  angegeben worden, die das Kompressions- und Schwellverhalten überkonsolidierter Tone einbezieht.

Aufgrund des tatsächlichen Verhaltes sehr gut wiedergebenden Potenzansatzes Gl. (3)

$$K_{0oc} = K_{0nc} \cdot OCR^\alpha$$

scheint ein Ansatz möglich zu sein, bei dem der Exponent  $\alpha$  das Produkt eines dimensionslosen Faktors, der z.B. der Sinus des Reibungswinkels sein kann, und eines weiteren Faktors, der die Schwell- und Kompressionsbeiwerte enthält, ist.

Betrachtet man den Spannungspfad  $\sigma_h'$  über  $\sigma_v'$  zusammen mit dem einaxialen Verformungsverhalten (Bild 4), so deutet sich an, daß die jeweilige Horizontalspannung  $\sigma_h'$  proportional zu der Horizontalspannung  $\sigma_{he}'$  sein könnte, die sich für einen normalkonsolidierten Boden bei der äquivalenten Normalspannung  $\sigma_e'$  ergibt:

$$\sigma_{he}' \equiv K_{0nc} \cdot \sigma_e' \quad (7)$$

Die Überprüfung dieser Hypothese mit der bereits in KHERA, SCHULZ (1984) verwendeten Beziehung

$$\sigma_e' = \sigma_v' \cdot OCR^{(1 - \frac{C_s}{C_c})} \quad (8)$$

mit  $\sigma_e'$  äquivalente Vergleichsspannung,  
 $\sigma_v'$  Effektive Vertikalspannung  
 $C_s$  Schwellbeiwert des einaxialen Kompressionsversuches im Entlastungsaast,  
 $C_c$  Kompressionsbeiwert des eindimensionalen Kompressionsversuchs:  
 $C_c = \Delta e / \log (1 - \Delta \sigma_v' / \sigma_v')$ ,

die zu folgendem Ausdruck führt:

$$\frac{K_{0oc}}{K_{0nc}} = OCR^{(1-\frac{C_s}{C_c})} \quad (9)$$

mit  $K_{0oc}$  Ruhedruckbeiwert für den überkonsolidierten Boden  
 $K_{0nc}$  Ruhedruckbeiwert für den normalkonsolidierten Boden,

zeigt sofort, daß die mit  $(1-C_s/C_c) \approx 0,7$  bis  $0,9$  ermittelten Werte für  $K_{0oc}$  zu groß sind, weshalb der Ansatz in der modifizierten Form

$$\frac{K_{0oc}}{K_{0nc}} = OCR^{\alpha(1-\frac{C_s}{C_c})} \quad (10)$$

mit  $\alpha$  Dimensionsloser Faktor

benutzt werden soll, um eine Korrelation zwischen  $K_{0oc}$  und OCR herzustellen.

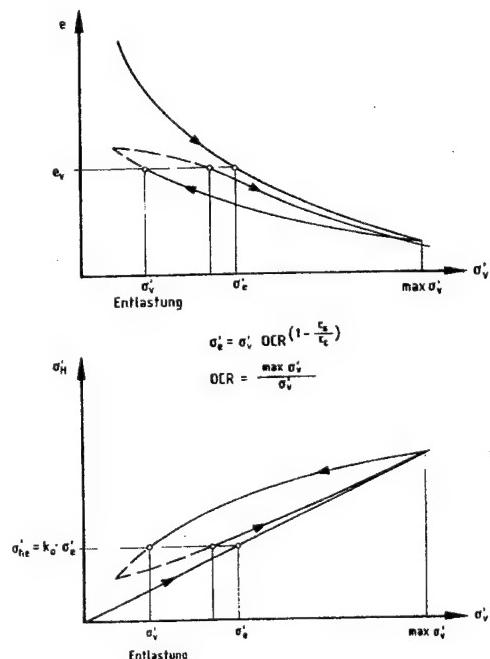


Bild 4: Darstellung der Hypothese:  $\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_e$

Wendet man diesen Ansatz auf vorhandene Daten an, z.B. auf die von MAYNE UND KULHAWY (1982) für bindige Böden zusammengestellten, so zeigt sich, daß bei den meisten Böden der Exponent  $\alpha$  durch den obigen Ansatz mit  $\alpha = \sin \varphi'$  besser erfaßt wird als durch den Ansatz  $\alpha = \sin \varphi$ . Allerdings liegen in der Zusammenstellung von MAYNE UND KULHAWY (1982) auch Daten

vor, bei denen  $\alpha > \sin \varphi'$  ist, wonach der vorgeschlagene Ansatz jedenfalls nicht zutreffend wäre. Daher wird in der Auswertung der Versuche die Proportionalität dieses dimensionslosen Faktors nicht allein zum Sinus des Reibungswinkels untersucht werden.

Wichtig ist im vorliegenden Zusammenhang auch die Definition der maximalen effektiven Vertikalspannung als derjenigen vertikalen effektiven Normalspannung, bei der eine Probe des aufbereiteten, gestörten und rekonsolidierten Bodens die gleiche Porenzahl hat wie eine aus der gleichen Tiefe stammende ungestört rekonsolidierte Probe. Diese Definition der Vorbelastung, die sich bei den früheren Arbeiten bewährt hat, bedingt, daß eine größere Auflast zugrundegelegt wird als sie tatsächlich wirksam gewesen sein mag, hat aber den Vorteil der Möglichkeit einer eindeutigen mathematischen Behandlung.

## 7 Versuchsgeräte (Geräteentwicklung)

### 7.1 Meß- und Regelprinzip

Die oben genannte Aufgabenstellung erfordert eine Versuchseinrichtung, die die Messung des Seitendruckes im eindimensionalen Kompressionsversuch unter Einhaltung der Bedingung, daß die Radialdehnung  $\varepsilon_r, \varepsilon_r = 0$  ist, ermöglicht. Hierzu muß eine Einrichtung zur Messung des Seitendruckes vorhanden sein, bei der die radialen Bewegungen, die zu  $\varepsilon_r \neq 0$  führen können, auf ein Minimum reduziert bzw. verhindert werden.

Die Grundidee für das zur Anwendung vorgesehene Meß- und Regelprinzip geht von einer Druckerhöhung in einer Kammer, hervorgerufen vom Seitendruck der Bodenprobe, aus. Die zur Messung dieser Druckerhöhung notwendige radiale Bewegung der Probe soll über ein Compensationsverfahren so schnell wie möglich durch Gegendruck auf null reduziert werden. Die Steuer- und Regelkreise sowie die einzelnen Zelltypen, die hierfür konstruiert, gebaut und getestet wurden, werden mitsamt den dabei gewonnenen Erfahrungen in den folgenden Abschnitten besprochen.

### 7.2 Vorversuche

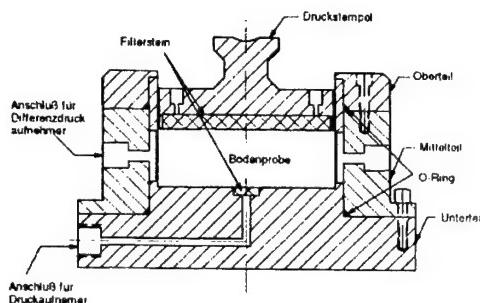
#### 7.2.1 Versuchszelle

##### 7.2.1.1 Prototyp

Im Jahre 1985 wurde in der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, eine Kompressionszelle entworfen, die die Möglichkeit der Messung des Seitendruckes bietet. Für grundsätzliche Überlegungen zu dem Versuchsprinzip wurde eine Zelle aus Messing konzipiert. Mit Hilfe dieser Zelle (**Bild 5**) sollte überprüft werden, ob der bei einem eindimensionalen Kompressionsversuch entstehende horizontale Druck über die Verformung einer Metallmembran und damit einer Druckerhöhung in einem an die Kammer hinter der Membran angeschlossenen Leitungssystem gemessen werden kann.

Die Metallmembran wird durch eine Nut auf der Rückseite des eigentlichen Probenringes erzeugt. Bei dem Prototyp betrug die Dicke der Membran ca. 0,3 mm. Um eine Kammer hinter der Membran zu erhalten wurde ein aus zwei Schalen bestehendes Mittelteil um den Probenring gelegt und gegeneinander verschraubt. Die Abdichtung erfolgte durch O-Ringe, die um die ausgefräste Nut gelegt wurden. An die so entstandenen Kammern wurde ein Leitungssystem

aus Kupferrohr angeschlossen, mit einem Druckgeber versehen und mit Öl gefüllt. Im Rahmen von Vorversuchen sollte geprüft werden, ob überhaupt ein meßbarer Druck in dem System entsteht. Auf eine Gegenregelung und die Einhaltung der Bedingung  $\varepsilon_r = 0$  wurde in diesem Stadium kein Augenmerk gerichtet.



**Bild 5:** Querschnitt durch das Seitendruckgerät Modell "Membran"

Für den ersten Test wurde die Kompressionszelle mit einem Deckel luftdicht verschlossen und mit Druckluft beaufschlagt. Der Druck in der Zelle wurde in Schritten von 0,5 bar bis zu 5 bar erhöht und der Druck im Leitungssystem über den Druckgeber gemessen (Tabelle 1).

Druckzunahme		Druckabnahme	
beaufschl. Druck	gegenger. Druck	beaufschl. Druck	gegenger. Druck
0,00	0,00	5,00	1,990
0,51	0,300	4,50	1,890
1,00	0,450	4,00	1,610
1,50	0,610	3,50	1,360
2,00	0,810	3,00	1,140
2,50	0,998	2,50	0,930
3,00	1,170	2,00	0,760
3,50	1,390	1,50	0,540
4,00	1,59	1,00	0,370
4,50	1,79	0,50	0,220
5,00	1,99	0,00	0,090

**Tabelle 1:** Ergebnisse des 1. Vorversuches (Beaufschlagung mit Druckluft)

Durch diese Kalibrierung wurde eine Zusammenhang zwischen dem Druck, der von der Innenseite der Zelle auf die Membran wirkt, und dem Druck, der durch die Deformation der Membran entsteht und durch den Druckgeber gemessen wird, aufgestellt. Die Werte für Be- und Entlastung, d.h. für Druckzu- und Druckabnahme zeigen eine Hysterese, wie aus Tabelle 1 hervorgeht. Dies entspricht dem normalen Verhalten eines DMS-Sensors. Unter Vernachlässigung der Hysterese kann man von einem Verhältnis von gemessenem Seitendruck zum Innendruck von 1:2,5 ausgehen.

Beim zweiten Test wurde eine Bodenprobe (Ton, Herkunft Wesel-Dattel-Kanal, gestört,  $w = w_n$ ) eingebaut und in einer Hebelbelastungseinrichtung (Hebelverhältnis 1:5) bis zu  $\sigma_v = 4156 \text{ kN/m}^2$  be- und entlastet.

Die Be- und Entlastungskurve zeigt die für Böden typische Hysterese, die zu den erhöhten Horizontalspannungen im Boden bei Entlastung führt. Am Ende der Belastung ( $\sigma_v = 4156 \text{ kN/m}^2$ ) wurde mit dem Druckgeber ein Druck von  $927,2 \text{ KN/m}^2$  gemessen. Der tatsächliche Seitendruck, mit dem die Probe auf die Membran wirkt, hat mit dem Kalibrierungsfaktor also die Größe von  $2,5 * 927,2 = 2318 \text{ kN/m}^2$ . Bei einem normalkonsolidierten Boden, wie er in diesem Versuch untersucht wurde, kann mit einem Ruhedruckbeiwert von  $K_0 = 1 - \sin\phi'$  gerechnet werden. Der theoretische Seitendruck beträgt bei einem angenommenen Reibungswinkel  $\phi'$  für den Ton von ca.  $25^\circ$  etwa  $2400 \text{ KN/m}^2$ , d.h. er stimmt mit den gemessenen Werten gut überein. Die Ergebnisse dieses ersten Vorversuches bestätigten die grundsätzliche Funktionsfähigkeit des Systems, worauf eine entsprechende Versuchszelle aus Edelstahl gefertigt wurde.

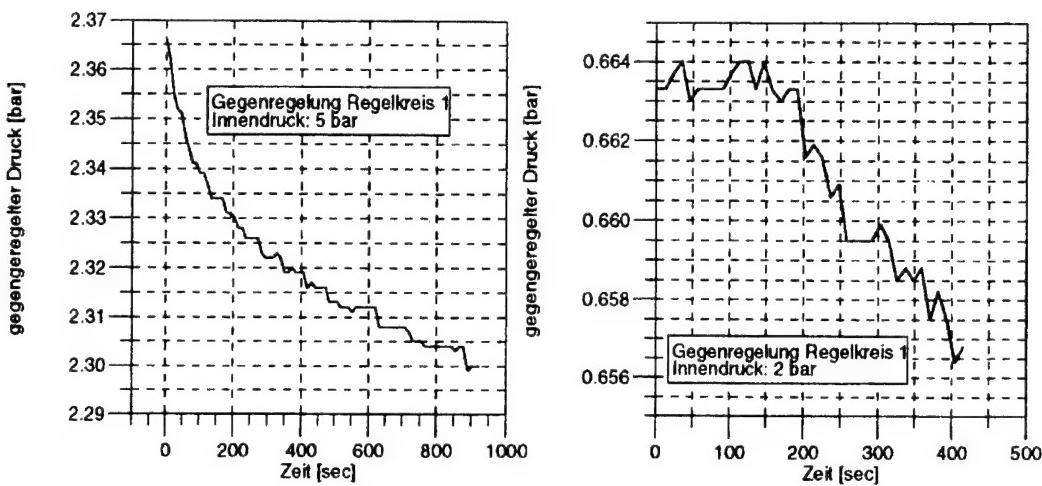
#### 7.2.1.2 Modell "Membran"

Diese Zelle entsprach in ihrer Geometrie dem Prototyp (**Bild 5**), war im Vergleich zu diesem jedoch aus Edelstahl gefertigt. Die Dicke der Membran betrug 0,35 mm. Bei der Beaufschlagung mit Druckluft zeigt sich bei Drücken bis 2 bar keine Druckänderung im Leitungssystem. Daraus war zu schließen, daß die Verformungen der Membran dazu nicht ausreichten, sie also zu steif war. Ihre Dicke wurde daraufhin auf 0,1 mm verringert. Dabei ist herstellungstechnisch nicht zu gewährleisten, daß die Dicke überall gleich ist. Hinzu kommt eine Versprödung des Materials und die Einflüsse durch die Erwärmung während des Drehvorganges. Während des Vorversuches (Beaufschlagung mit Druckluft) war zwar eine Druckerhöhung zu verzeichnen, jedoch konnte nach Abbau des "Kalibrierdeckels" festgestellt werden, daß die Membran sich plastisch verformt hatte und nicht mehr straff gespannt war.

Die Membran, die bisher mit der Zelle aus einem Teil gefertigt war, wurde nun durch eine über den gesamten Umfang des Zelleninneren eingeklebte Edelstahlfolie mit einer Stärke von 0,075 mm ersetzt. Versuche mit dieser Konstruktion zeigten ebenfalls keine Druckzunahme. Die Folie wurde daraufhin durch eine 0,0025 mm dicke Edelstahlfolie ersetzt.

Die Vorversuche mit dieser Konstruktion zeigten, daß diese Folie flexibel genug war, um durch eine Verformung eine Druckerhöhung hervorzurufen. Die Kalibrierung wurde, wie bei dem Versuch mit dem Prototyp, mit Öl durchgeführt. Beim Aufbringen eines Innendruckes fiel jedoch der Gegendruck trotz konstantem Innendruck langsam ab. Dieser Druckabfall wurde vermutlich

durch eingeschlossene Luftbläschen verursacht. Es ist nicht gelungen, die Luftfreiheit des Systems zu gewährleisten. Als Alternative zum Öl wurde eine Manometerflüssigkeit (Fa. Roth) eingesetzt, die unter Vakuum nicht siedet, so daß das gesamte Volumen der Meßkammer und Zuleitungen vor der Füllung unter Vakuum gesetzt werden konnte um die Flüssigkeit in den evakuierten Raum einzubringen. Um zu verhindern, daß an den Anschlüssen, die für Druckluft ausgelegt sind, beim Anschluß eines Vakuums keine Luft gezogen wird, wurden spezielle Vakuumleitungen und Anschlüsse eingesetzt. Auch durch diese Vorgehensweise konnte keine luftfreie Füllung erzielt werden. Die gegengeregelten Drücke fielen mit der Zeit ab (Bild 6, exemplarisch für Innendrücke von 2 und 5 bar).



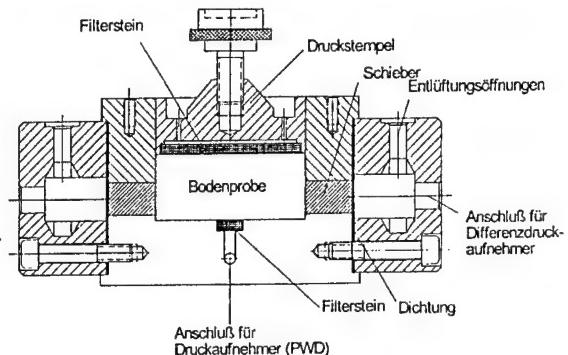
**Bild 6:** Zelle Modell "Membran", gegengeregelter Seitendruck bei konstantem Innen-druck von 2 bzw. 5 bar

#### 7.2.1.3 Modell "Schieber"

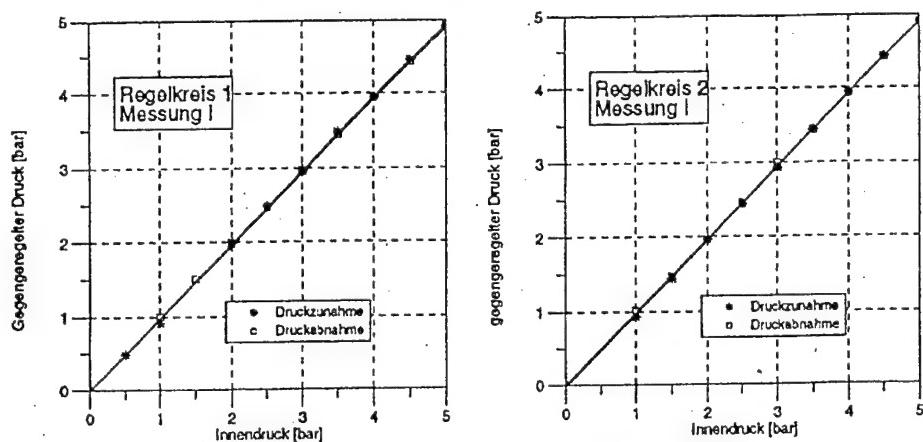
Bei dieser Konstruktion (Bild 7) wird ein Schieber, der paßgenau in der Wandung der Zelle sitzt, durch den Seitendruck der Probe bewegt, wobei in der hinter dem Schieber liegenden, mit einer inkompressiblen Flüssigkeit gefüllten Kammer eine Druckerhöhung erzeugt wird. An diese Kammer ist der Differenzdruckaufnehmer angeschlossen. Durch die Steuerung und Regelung wird ein Druck, der diesem Seitendruck entspricht, gegengeregelt und somit der Schieber wieder in seine Null-Stellung gebracht. Zur Abgrenzung der Kammer zu dem Schieber und so zum Inneren der Zelle wurde zwischen dem angeflanschten Seitenteil und der Zelle eine Dichtung aus 0,08 mm dicker Gummifolie eingelegt.

Zur Kalibrierung wurde die Zelle mit einem fest verschraubbaren Deckel verschlossen und mit einem flexiblen "Gummisack" ausgekleidet. Der Innenraum der Zelle wurde mit Wasser gefüllt

und mit regelbarer Druckluft beaufschlagt. Es wurden mehrere Messungen für beide Regelkreise sowohl für Druckzunahme als auch für Druckabnahme durchgeführt, wobei sich zeigte, dass die Kalibrierungsfaktoren (Steigung der Kalibrierungsgeraden) erst ab 1/1000 des Meßwertes differierten.. Die Kalibrierung zeigt einen linearen Zusammenhang zwischen gegengeregeltem und Innendruck (**Bild 8**).



**Bild 7:** Versuchszelle Modell "Schieber"



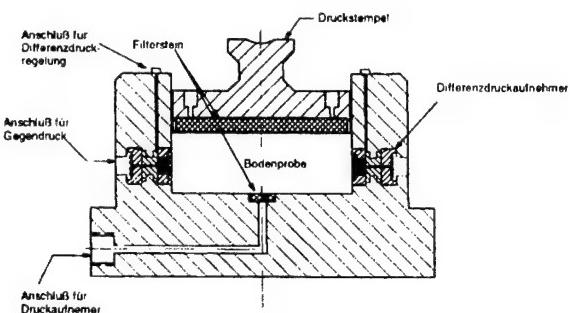
**Bild 8:** Ergebnisse der Kalibrierung des Modells "Schieber"

Der erste Vorversuch mit einer Bodenprobe wurde mit Westerwälder Qualitätston durchgeführt. Das Material wurde etwa mit einem Wassergehalt an der Fließgrenze in die Zelle eingestrichen. Es wurde ein Belastungspfad bis zur maximalen Last von  $1600 \text{ kN/m}^2$  vorgegeben. Schon bei den ersten Laststufen lag der gemessene Seitendruck deutlich unter den laut der Kalibrierung zu erwartenden Drücken. Nach Ausbau der Probe war zu erkennen, daß in den Ringspalt um den Schieber Partikel des Tonmaterials eingedrungen waren und diese die Beweglichkeit des Schiebers beeinträchtigt hatten. Dieser zuvor diskutierte und als nicht wahrscheinlich eingestufte Fall wurde bei mehreren Vergleichsversuchen festgestellt. Verschiedene Versuche, den Ringspalt zum Boden hin abzugrenzen, so daß die kleinen zur Kompensation notwendigen Bewegungen unverfälscht übertragen, aber gleichzeitig der Materialeintrieb verhindert wird, blie-

ben erfolglos. Diese ersten Versuche zeigten, daß die vorliegende, an sich einfache Konstruktion mit dem Schieber für die Untersuchung von Böden, deren Feinpartikel in den Ringspalt einwandern können, nicht geeignet ist.

#### 7.2.1.4 Modell "integrierter Differenzdruckaufnehmer"

Bei diesem Zellentyp erfolgt die Messung des Seitendruckes durch direkt in die Wandung der Zelle eingebaute Differenzdruckaufnehmer. Dadurch entfällt das Kammer- und Leitungssystem, das die Druckerhöhung durch den Seitendruck zum Differenzdruckaufnehmer leitet (**Bild 9**).



**Bild 9:** Versuchszelle für den Kompressionsversuch mit Seitendruckmessung über integrierte Differenzdruckaufnehmer

Im Vergleich zu den anderen Zellen, die jeweils einen zylindrischen Innenraum zur Aufnahme des zu untersuchenden Probenkörpers aufwiesen, hat der Innenraum dieser Zellen einen quadratischen Grundriß mit Abmessungen von  $5 \times 5$  cm bzw.  $10 \times 10$  cm. Die Differenzdruckaufnehmer sind in zwei sich gegenüberliegende Zellenseiten eingepaßt und durch O-Ringe abgedichtet. Die Aufnehmer, die ab Werk mit einer im Gehäuse zurückliegenden Membran geliefert werden, wurden für das Vorhaben so modifiziert, daß Gehäuse und Membran bündig sind.

### 7.3 Versuchseinrichtung

#### 7.3.1 Allgemeines

Nach Durchführung der oben beschriebenen Vorversuche wurden zwei Versuchsstände zur Messung des Seitendruckes aufgebaut. Bei einem der Versuchsstände (SD 1) wird die vertikale Belastung über einen Servomotor weggesteuert, bei dem anderen (SD 2) über eine pneumatische Presse kraftgesteuert aufgebracht (**Bild 10**).

Die Versuchseinrichtungen bestehen aus folgenden Hauptkomponenten:

- Regelbare Belastungseinrichtung,  
Versuchsstand SD 1: Servomotor, Versuchsstand SD 2: Schrittmotor und Ventil
- Versuchszelle
- Meßwertaufnehmer (Kraftmeßdose, Wegaufnehmer, Druckaufnehmer)
- Druckregeleinrichtung (Differenzdruckaufnehmer, pneumatischer Druckregler, Differenzdrucksteuerung)
- Geräte zur Meßwerterfassung und Datensicherung (A/D-Wandler, IEC-Datenbus, Rechner, Datenspeicher, Drucker)
- Computerprogramme (zum Transfer der Meßdaten, Regelsteuerung und Datenerfassung)

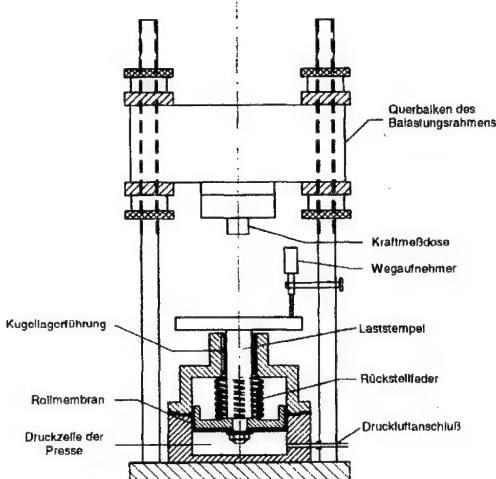


Bild 10: Schematische Darstellung der Versuchsanlage SD 2 mit pneumatischer Presse

Zur Messung des Seitendruckes werden zwei getrennte Regelkreise eingesetzt. Hiermit stehen für jeden Versuch zwei getrennte, voneinander unabhängige Messungen zur Verfügung. Der bei der vertikalen Belastung der Probe entstehende horizontale Druck wird mit Hilfe eines Differenzdruckaufnehmers gemessen und über einen Differenzdruckregler gegengeregelt. Dadurch wird die Membran wieder in ihre ursprüngliche Lage (Nullstellung) gebracht. Die Verformung, die die Membran bis zum Einsetzen dieser Gegenregelung erfährt, ist so gering, daß die Bedingung  $\varepsilon_r = 0$  genügend genau erfüllt ist. Um keinen Temperatureinfluß auf die Messungen zu erhalten, wurde der Versuchsstand in einem temperierten Raum untergebracht. Die Steuerung der Versuche sowie die Datenerfassung und die Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgt über 2 für die dargestellte Problematik speziell erstellte Computerprogramme. Die verwendete Programmiersprache ist Turbo-Basic.

### 7.3.2 Differenzdruckregelung

Die Differenzdruckregelung besteht aus einem PC mit A/D-Wandler Karte sowie Counter-Karte, der Einheit Schrittmotor und Feindruckregler (technische Daten gemäß Tabelle 2) und dem Differenzdruckaufnehmer.

Getriebeschrittmotor	
Modell	473 110 (Fa. ISEL)
Schrittinkel (Motor)	
- Vollschnitt	1,8°
- Halbschnitt	0,9°
Radiallast	max. 33 N
Feindruckregler	
Modell	Model 10 (Fa. Fairchild)
Regelbereich	0-35 bar
Regelgenauigkeit	±0,007 bar

**Tabelle 2:** Technische Daten Differenzdruckregelung

### 7.3.3 Meßwertaufnehmer

#### 7.3.3.1 Differenzdruckaufnehmer

Mit den Differenzdruckaufnehmern werden Druckdifferenzen zwischen den beiden Anschlüssen des Meßelementes gemessen. Sie weisen für beide Druckseiten eine geschlossene Kammer mit je einer Membran auf. Die Umwandlung der physikalischen Größe Druck in eine elektrische Größe erfolgt über eine eingebaute Wheatstone'sche Brückenschaltung, welche aus 4 Folien-Dehnungsmeßstreifen gebildet ist.

#### 7.3.3.2 Druckaufnehmer

Zur Messung des Seitendruckes und des Porenwasserdruckes werden Miniaturdruckaufnehmer aus rostfreiem Stahl verwendet. Bei diesem Typ von Druckaufnehmer bilden Membran, Gehäuse und Bajonett-Stecker eine Einheit. Die aus einem Stück hergestellte Membran mit Einspannring ist, ebenso wie der Anschlußstecker, mit dem Aufnahmegehäuse hermetisch dicht verschweißt. Auf der Rückseite der Membran, die das eigentliche Meßelement des Aufnehmers ist,

befindet sich eine vierarmige Folien-DMS-Brücke. Der Meßbereich der verwendeten Aufnehmer beträgt 0 bis 16 bar.

### 7.3.3.3 Kraftmeßdose

Der am Versuchsstand SD 1 zur Messung des vertikalen Druckes eingesetzte Kraftaufnehmer von der Firma Hottinger besteht aus einem Meßelement mit Dehnungsmeßstreifen (DMS), das sich unter der Krafteinwirkung der zu messenden Last verformt. Die einwirkende Kraft wird in ein analoges elektrisches Signal umgewandelt.

Der Versuchsstand SD 2 ist mit einem Kraftsensor der Firma Sensotec ausgerüstet. Dieser Sensor enthält zwei Membranen, die das kraftempfindliche Element innerhalb des Sensors stabilisieren. Auf diese Weise wird der Einfluß von Seitenkräften und von exzentrisch angreifenden Kräften wesentlich reduziert.

### 7.3.3.4 Wegaufnehmer

Beim Versuchsstand SD 1 wird zur Messung der vertikalen Zusammendrückung der Probe ein Wegaufnehmer der Firma Heidenhain (Modell MT30) eingesetzt. Die Messung erfolgt über einen Präzisionsglasmaßstab, der mit einer Strichgitterteilung versehen ist. Die Abtastung dieses Maßstabes erfolgt fotoelektrisch und damit berührungslos über Gegengitter und Fotoelemente. Die bei der Verschiebung des Meßbolzens in den Fotoelementen erzeugten Signale werden in der separaten Meßwertanzeige ausgewertet und angezeigt. Die Genauigkeit dieses Meßsystems weist werkseitig eine Genauigkeit der angezeigten Meßwertgröße von  $\pm 1 \mu\text{m}$  auf. Eine Kontrollmöglichkeit ist für diesen Genauigkeitsbereich nicht gegeben.

Differenzdruckaufnehmer		SD 1 und SD 2	
Modell Meßbereich		Keller PD-10 (OEM Differenz) 0-10 bar differentiell	
Druckaufnehmer		SD 1	SD 2
Meßbereich		0-16 bar	0-16 bar
Kraftmeßdose		SD 1	SD 2
Modell	Hottinger	Sensotec 85073	
Wegaufnehmer		SD 1	SD 2
Modell Meßweg Meßgenauigkeit	Heidenhain MT 0-30 mm $\pm 1 \mu\text{m}$	TG 925 0-25 mm $\pm 3 \mu\text{m}$	

Tabelle 3: Technische Daten der Meßwertaufnehmer

## 7.4 Kalibrierung der Meßeinrichtung

### 7.4.1 Allgemeines

Mit den Meßeinrichtungen, die im wesentlichen aus einem Meßwertaufnehmer, einem Meßverstärker und einer Meßwertanzeige bestehen, werden die Werte elektrischer Größen erfaßt, über die Kalibrierung einer physikalischen Größe zugeordnet und als Zahlenwerte dargestellt. Die Genauigkeit der Kalibrierung hängt von der Genauigkeit der hierfür verwendeten physikalischen Größen ab sowie von der Meßeinrichtung selbst. Die gesamte Meßkette stellt eine Einheit dar. Wird sie auseinandergenommen, so muß die Kalibrierung wiederholt werden.

### 7.4.2 Kalibrierung der Kraftmeßdose

Die Kalibrierung der Kraftmeßdosen erfolgte über die Belastung einer Vorrichtung mit einem Hebelarm von 1:10 mit geeichten Gewichten. Aus den Wertepaaren (Kraft / elektrisches Signal der Kraftmeßdose) wird mittels Regressionsanalyse eine Kalibrierungsgerade ermittelt, deren Steigung den Kalibrierungsfaktor darstellt..

### 7.4.3 Kalibrierung der Druckgeber

Die Druckgeber, die zur Messung des Porenwasserdruckes und des Seitendruckes verwendet wurden, wurden mit Hilfe von Druckluft, die über einen Präzisionsdruckluftrregler von Hand geregelt und mit einem Digitalmanometer gemessen wird, kalibriert.

## 8 Untersuchte Böden

Mit folgenden Böden wurden Voruntersuchungen durchgeführt:

- Grünsandmergel,
- Dichtungston Braunschweig Süd,
- Westerwälder Qualitätston,
- Dichtungston Wesel,
- Bodentyp IV (Lößlehm).

Diese Böden decken einen Plastizitätsbereich von  $I_P = 0.07$  bis  $I_P \approx 0.5$  (**Bilder 11 und 12**) und damit eine große Bandbreite bautechnisch relevanter bindiger Böden ab. Mit einem Massenannteil von  $A_{<0,06\text{mm}} > 40\%$  sind sie als feinkörnige Böden zu bezeichnen (**Bild 13**).

Von diesen in die engere Wahl genommenen Böden wurden schließlich der Westerwälder Qualitätston ("WQT"), der Dichtungston Wesel ("DiTo") und der Bodentyp IV ("BT IV") für die Seitendruckversuche verwendet. Sie decken o.g. Spannweite der Plastizitätszahl ab. WQT und DiTo liegen im Plastizitätsdiagramm auf einer Parallelen zur A-Linie.

	Fließgrenze	Ausrollgrenze	Plastizität	Klassifizierung
	wL	wP	IP	
	[%]	[%]	[%]	DIN 18196
Grünsandmergel	45,5	19,3	26,2	TM
Dichtungston Braunschweig Süd (Hoheneggelsen)	49,6	19,1	30,5	TM
Westerwälder Qualitätston	40,8	17,0	23,8	TM
Dichtungston Wesel	74,5	26,7	47,8	TA
BT IV (Lößlehm)	25,8	18,2	7,6	ST

**Bild 11:** Plastizitätsgrenzen und Klassifizierung

Der Westerwälder Qualitätston ist ein natürlicher Ton, der durch Trocknen bei  $120^\circ$  und anschließendem Mahlen zu Pulver aufbereitet worden ist, das in der keramischen Industrie verwendet wird. Er zeichnet sich durch relativ gleichbleibende Eigenschaften aus; im Plastizitätsdiagramm unterscheidet er sich nicht von anderen natürlich vorkommenden bindigen Böden.

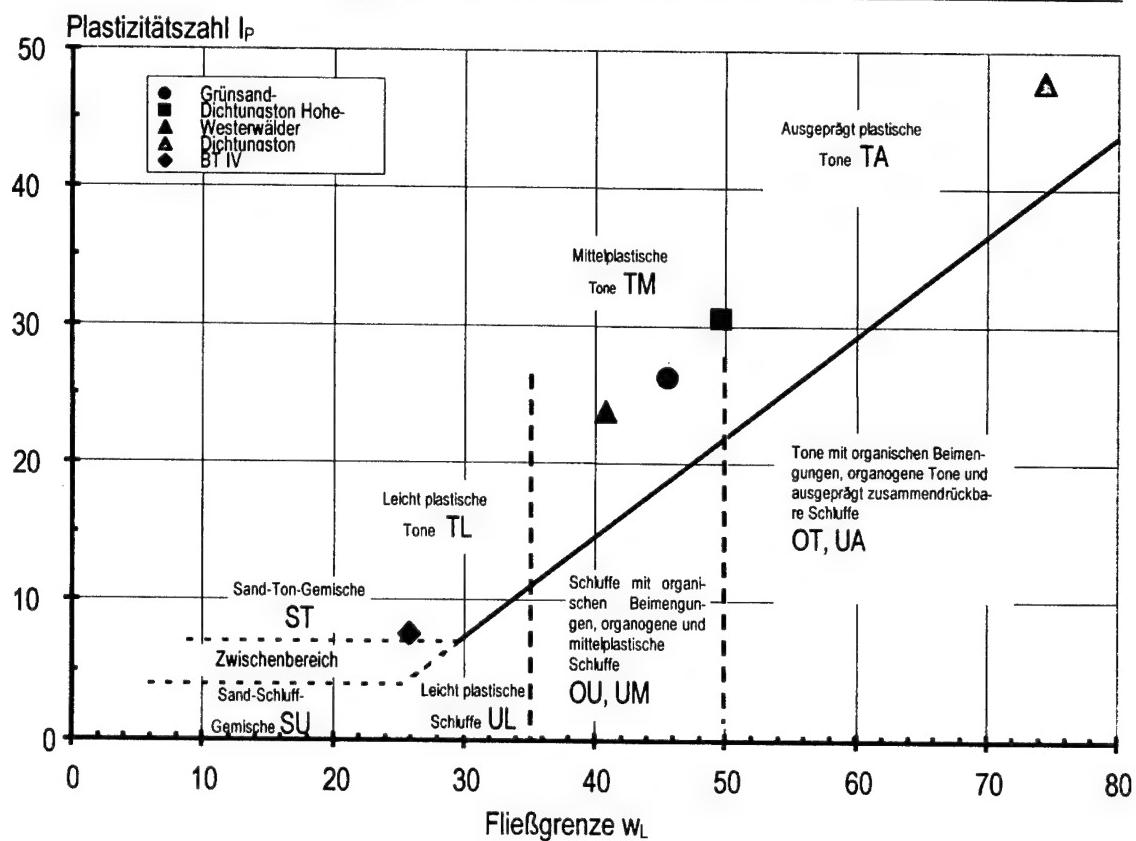


Bild 12: Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196

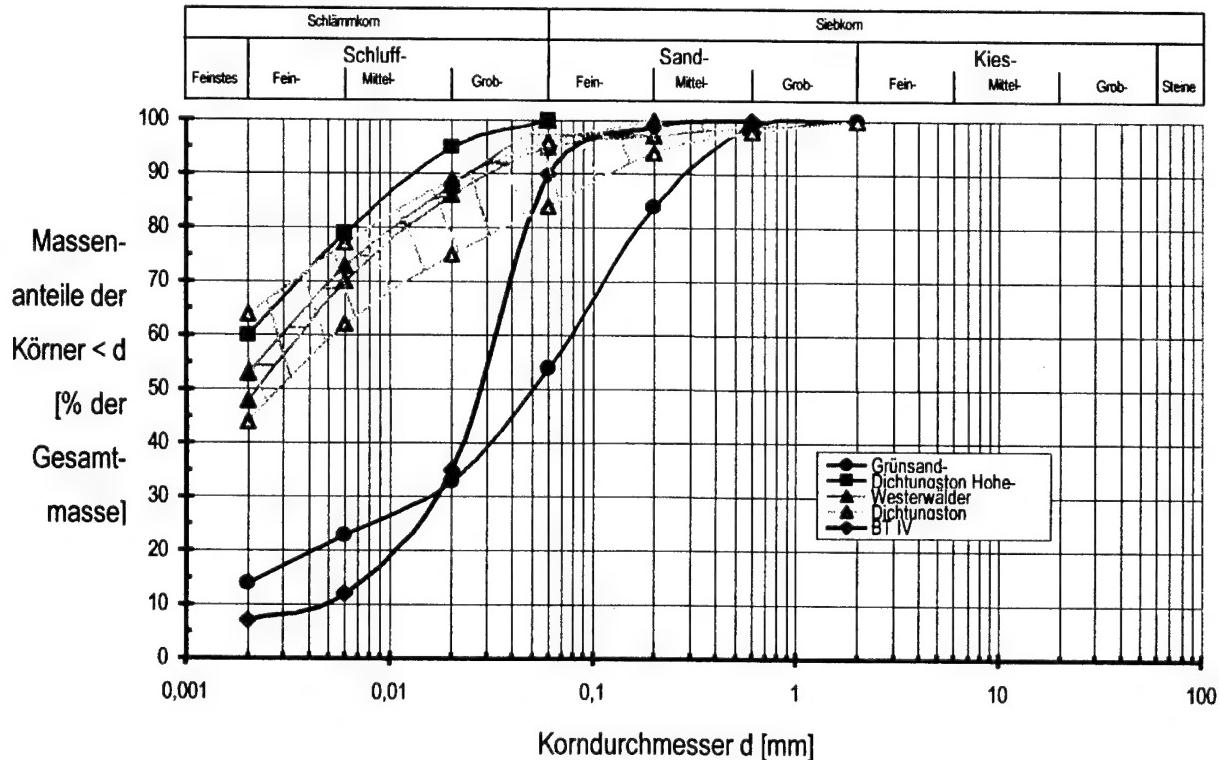


Bild 13: Körnungslinien nach DIN 18123

Der Dichtungston Wesel ist ein im Münsterland anstehender natürlicher Ton hoher Plastizität, der für Abdichtungsarbeiten unter laufendem Schiffsverkehr mit speziellen Einbauverfahren in den westdeutschen Kanälen eingesetzt wird. Da beim Unterwassereinbau nicht verdichtet werden kann, muß das Dichtungsmaterial eine große Plastizitätszahl aufweisen, um auch in sehr weicher Konsistenz bereits eine geringe Durchlässigkeit sowie eine hohe undränierte Scherfestigkeit zu besitzen.

Der Boden mit der Bezeichnung Bodentyp IV ist ein in der Nähe von Karlsruhe anstehender Lößlehm, der wegen seiner hohen Empfindlichkeit gegen Wasser filtertechnisch als sog. "Problemboden" bezeichnet wird und an der unteren Grenze der noch bildsamen und labortechnisch verarbeitbaren Böden liegt, aber von seinem Verhalten mehr den nichtbindigen Böden näher steht. Die Bezeichnung im Plastizitätsdiagramm als Sand-Ton-Gemisch läßt durchaus auch im vorliegenden Zusammenhang die Sonderstellung dieses Bodens erkennen, die sich im Zusammendrückungsverhalten im Vergleich zu den beiden anderen Böden bemerkbar macht. In älteren Klassifizierungssystemen wäre dieser Boden als Mehlsand angesprochen worden.

Von diesen Böden liegen neben den Klassifizierungskennwerten auch Ergebnisse von direkten Scherversuchen vor (**Anlage 1a, b, c**). Die sich daraus ergebenden Reibungswinkel sind für die Festlegung des Ruhedruckbeiwertes im Bereich der Normalkonsolidierung interessant.

Bei BT IV lag eine Teilprobe, die mit der Normalspannung von 100 kPa beaufschlagt wurde, mit einer Porenzahl  $e$  vor, die einer äquivalenten Vergleichsspannung von ca. 1000 kPa entspricht, sodaß diese Teilprobe überkonsolidiert war und die Kohäsion dieses an sich nicht bindigen Bodens daraus resultieren kann. Aus 4 Einzelversuchen bei unterschiedlichen Normalspannungen ergab sich ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 31^\circ$  und eine Kohäsion von  $c' = 2 \text{ kPa}$ . Aus dem Reibungswinkel erhält man einen Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidierung von  $K_{0nc} = 0,49$ .

Aus den 5 Einzelversuchen mit WQT, die bei Normalspannungen von 105 bis 505 kPa durchgeführt wurden, ergibt sich als Reibungswinkel  $\varphi' = 18,6^\circ$  und als Kohäsion  $c' = 4 \text{ kPa}$ . Aus dem Reibungswinkel erhält man einen Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidierung von  $K_{0nc} = 0,68$ . Obwohl die Proben mit einem Wassergehalt von 53 % deutlich über der Fließgrenze ( $w_L = 40\%$ ) eingebaut worden sind und keine Überkonsolidierung vorliegt, ist doch eine geringe Kohäsion vorhanden.

Aus den 5 Einzelversuchen mit DiTo, die bei Normalspannungen von 105 bis 505 kPa durchgeführt wurden, ergibt sich als Reibungswinkel  $\varphi' = 18,8^\circ$  und als Kohäsion  $c' = 7,4 \text{ kPa}$ . Aus dem Reibungswinkel erhält man einen Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidierung von  $K_{0nc} = 0,68$ . Obgleich diese Proben mit einem Wassergehalt von 85 % deutlich über der Fließgrenze ( $w_L = 74,5 \%$ ) eingebaut worden sind, und keine Überkonsolidierung vorliegt, ist doch eine geringe Kohäsion vorhanden.

Das Last-Setzungsverhalten der untersuchten Böden geht direkt aus den durchgeföhrten Versuchen hervor. Deren Ergebnisse werden im nächsten Abschnitt vorgestellt und bewertet.

## 9 Bewertung der Versuche und Verifizierung der Arbeitshypothese

Von allen durchgeführten Versuchen mit den drei ausgewählten Böden waren 5 uneingeschränkt geeignet, einer intensiven Auswertung unterzogen zu werden. Ein weiterer Versuch mit dem BT IV ist als bedingt geeignet zu betrachten, er wird für Vergleichszwecke und zur Ergänzung mit der Erstbelastungsschleife in die Betrachtung einbezogen. Alle Versuche sind mit der dritten Gerätversion durchgeführt worden.

Der Einbau der Böden in die Konsolidationszellen erfolgte grundsätzlich in flüssiger bzw. breiig-weicher Konsistenz mit einer Konditorspritze, um einen luftfreien Einbau zu garantieren. Zusätzlich wurden die eingebauten Böden in den Versuchszellen kleinen Stößen ausgesetzt, um das Entweichen von gegebenenfalls noch vorhandener Luft zu unterstützen. Aus den Verläufen der Last-Porenzahl-Beziehungen kann geschlossen werden, daß in dem aufgebrachten Spannungsintervall tatsächlich Erstbelastung vorlag. Von den drei möglichen Formen der Erstbelastungskurven im halblogarithmischen Last-Porenzahl-Diagramm sind alle vertreten: konkav (BT IV), linear (DiTo) und konvex (WQT). Jeder Versuch wurde mit Ent- und Wiederbelastungsast gefahren, die maximalen Laststufen waren den Geräten und den Versuchszeiten angepaßt.

Die erste Laststufe wurde nach Vorversuchen jeweils so gewählt, daß keine Bodenverdrängung durch den Ringspalt zwischen Zellwandung und Kopfstück zu verzeichnen war und Verkantungen des Kopfstückes vermieden wurden. Versuche, bei denen dies nicht eindeutig sicher gestellt war, wurden nicht in die Betrachtung einbezogen. Verkantungen des Kopfstückes waren an sehr unterschiedlichen Horizontalspannungen der beiden Geber zu erkennen.

Die Belastungszeiten wurden so gewählt, daß das Ende der Konsolidierung jeder Laststufe erreicht war. Dies war sowohl an der Entwicklung der Setzungen als auch der Porenwasserüberdrücke, die laufend angezeigt worden sind, eindeutig zu erkennen.

Die Versuchsdaten und -ergebnisse sind in den Anlagen mit den Kurzbezeichnungen der Böden dargestellt (**Anlagen 2 bis 8**). Auf Blatt 2 der jeweiligen Anlage eines Versuchssatzes sind die Meßwerte als Horizontalspannung über der Vertikalspannung aufgetragen, wobei im jeweils oberen Diagramm die Meßwerte beider Seitendruckaufnehmer, im unteren Diagramm jeweils die Mittelwerte der Horizontalspannungen wiedergegeben sind. Auf Blatt 3 der jeweiligen Anlage sind die empirisch gefundenen Anpassungsfunktionen nach der Arbeitshypothese sowohl für den Entlastungsast von der maximalen vertikalen Spannung aus als auch für Zwischenentlastungen dargestellt. Die empirische Anpassung wurde so gewählt, daß der Bereich geotech-

nisch relevanter Spannungen, z.B. bei Baugruben und Einschnitten im Bereich des Entlastungsastes möglichst gut approximiert wird.

Die bei dem Material WQT gemessenen Horizontalspannungen sind im Erstbelastungsaast weit höher als es geotechnischer Erfahrung entspricht. Da die Ergebnisse beider Versuche ähnlich sind, wird ein Meßfehler ausgeschlossen.

Der Vergleich der nach  $K_{0nc} = 1 - \sin \varphi'$  zu erwartenden Ruhedruckbeiwerte für Normalkonsolidierung mit den gemessenen Ruhedruckbeiwerten zeigt nur bei BT IV eine gute Übereinstimmung (Tabelle 4), wenn man davon ausgeht, daß der sich aus der maximalen Laststufe des Versuches BT IV 002 ergebende Wert mit einem Versuchsfehler behaftet ist und dieser Wert für den Vergleich zunächst außer Acht gelassen wird (näheres dazu folgt etwas später).

Bei den beiden anderen Böden sollten wegen der annähernd gleichen Reibungswinkel  $\varphi'$  annähernd gleiche Werte des Ruhedruckbeiwertes  $K_{0nc}$  erwartet werden, doch die Meßwerte zeigen recht unterschiedliche Ergebnisse: nämlich sowohl kleinere als auch größere Werte. Aufgrund der Reproduzierbarkeit dieser Messungen kann der Unterschied nicht mit Meßfehlern begründet werden. Es zeigt sich, daß für normalkonsolidierte Böden möglicherweise andere Eigenschaften als der Reibungswinkel für den Ruhedruck maßgebend sind. Die wenigen Ergebnisse lassen allerdings keine weiteren Aussagen zu, sie stimmen auch nicht mit den Ergebnissen von SHERIF UND ISHIBASHI (1981) in Bild 3 überein.

Ruhedruckbeiwerte $K_{0nc}$ für die untersuchten Böden				
Bodenart	Versuchs-bez.	Aus den Meßwerten berechnete Ruhedruckbeiwerte		Aus dem Reibungswinkel berechnet nach $K_{0nc} = (1 - \sin \varphi')$
		Aus max. Last	Aus Erstbelastung	
BT IV	BT IV 002	0,407	0,488	0,49
	BT IV 002b	0,488		0,49
	BT IV 006	0,489		0,49
DiTo	DiTo 002	0,527	0,485	0,68
	DiTo 003	0,556	0,562	0,68
WQT	WQT 001	0,877	0,753	0,68
	WQT 007	0,894	0,863	0,68

Tabelle 4: Vergleich der Ruhedruckbeiwerte

In der allgemeinen Tendenz sind die aus den Meßwerten bis zur Erstentlastung berechneten Ruhedruckbeiwerte für den DiTo und den WQT etwas kleiner, als diejenigen aus der maximalen Laststufe (Tabelle 4). Dies stimmt mit den Messungen von TING, SILLS AND WIJYESEHEVA (1994) überein, die diesen Effekt auf den höheren Reibungswinkel bei geringen Normalspannungen zurückführen. Die gleiche Tendenz ist z.B. aus den Versuchen von DYVIK et.al. (1986) zu erkennen, wo ungestörte Proben untersucht worden sind, die vor dem Einbau in das Seiten-druckkoedometer einem isotropen Spannungszustand aufgrund des Kapillardrucks infolge der Entnahme ausgesetzt waren.

Beim Vergleich der einzelnen Anpassungen für den Entlastungsast und den Zwischenentlastungast (**Anlagen 3 bis 8, je Blatt 3**) fällt auf, daß bei der Zwischenentlastung die aus der Arbeitshypothese resultierenden Anpassungsfunktionen in einigen Fällen nahezu über den ganzen Spannungsbereich der Zwischenentlastung unter den jeweiligen Meßwerten liegen, während dies bei den Entlastungsästen in der Regel nur bei den höheren Vertikalspannungen der Fall ist. Gründe für diesen Sachverhalt sind in dem tatsächlich während der Entlastung nicht konstant bleibenden Schwellbeiwert zu sehen. Numerische Vergleiche mit kleineren Schwellbeiwerten, wie sie bei geringen Überkonsolidierungsverhältnissen auftreten, haben zu einer besseren Anpassung der Ansatzfunktion in diesem Bereich geführt, während höhere Werte des Schwellbeiwertes, die bei den größeren Überkonsolidierungsverhältnissen auftreten, zu einer besseren Anpassung in diesem Bereich geführt haben. Dieser Einfluß wurde aber nicht weiter verfolgt, zum einen, weil die Abweichungen beim Entlastungsast in einem in der Regel geotechnisch nicht relevanten Spannungsbereich liegen, zum anderen, weil die Zwischenentlastungen i.d.R. für die geotechnische Praxis keine gleich hohe Bedeutung haben wie der Entlastungsast. Zudem würde die Berücksichtigung der Krümmung des Entlastungsaastes der Last-Porenzahl-Linie voraussetzen, die Krümmung systematisch zu untersuchen und mathematisch zu beschreiben. Dies war in dem Vorhaben nicht vorgesehen. Insgesamt beschreiben die Anpassungsfunktionen nach der Arbeitshypothese des Antrags die Meßergebnisse relativ gut.

Bei der detaillierten Auswertung der Versuche mit BT IV finden sich markante Unterschiede gegenüber den Böden mit höheren Plastizitäten im dimensionlosen Faktor  $a$  des Exponenten im Potenzansatz Gl. (10):

$$\frac{K_{0oc}}{K_{0nc}} = OCR^{a \cdot (1 - \frac{C_s}{C_c})}$$

Zusätzlich unterscheidet sich der in die Auswertung einbezogene Versuch BTIV-002 im Erstbelastungsast nach der Zwischenentlastung von dem Versuch BTIV-006 im entsprechenden Erstbelastungsast (**Anlagen 2 und 4, je Blatt 2**). Möglicherweise konnte sich bei Versuch BTIV-002 (**Anlage 2**) bei der letzten Laststufe die Vertikalspannung nicht in voller Höhe auf die Probe übertragen (beispielsweise durch eine Verklemmung im Ringspalt zwischen Zelle und Kopfstück), so daß die Horizontalspannungen im Vergleich zur Vertikalspannung, die sich aus der aufgebrachten Axialkraft berechnet, zu gering ist. Die Auswertung des Versuches BTIV 002 erfolgt daher nur für die erste Zwischenentlastung nach dem Erstbelastungast, wenngleich auch die Auswertung für die Entlastung dargestellt ist (**Anlage 2, Blatt 3**). Zum Vergleich wurden Ergebnisse für den Fall, daß die Horizontalspannung der maximalen Laststufe dieses Versuches über den Ruhedruckbeiwert des ersten Belastungszyklus hochgerechnet werden, ermittelt (**Anlage 3, Blätter 2 und 3**). Da die aus den anderen Versuchen aus den Meßwerten berechneten Ruhedruckbeiwerte übereinander liegen, wird diese Vorgehensweise als zulässig für die vergleichenden Betrachtungen angesehen.

## 10 Korrelationen

Aus den Anpassungsfunktionen wurden die dimensionslosen Faktoren  $a$  der einzelnen Versuche über verschiedenen Bezugsgrößen dargestellt. Die Datenbasis für eine allgemeingültige Aussage ist zwar sehr gering, die Tendenzen lassen aber interessante Rückschlüsse zu und können Grundlage weiterer Untersuchungen sein.

Die Korrelation von  $a$  mit der Plastizitätszahl  $I_p$  (**Anlage 9**) wird durch eine quadratische Parabel der Form

$$a(I_p) = 0,767 - 1,136 \cdot I_p + 1,176 \cdot I_p^2 \quad (11)$$

beschrieben.

Sie ist über den untersuchten Bereich der Plastizitäten stetig und widerspricht damit dem im Antrag aufgrund der Literaturrecherche dargestellten Erkenntnisstand, daß die Korrelation des Exponenten  $\alpha$  mit der Plastizitätszahl nicht zufriedenstellend sei (**Bild 2**), was auf Werten aus der Literatur nach DYVIK et. al. (1986), BROOKER AND IRELAND (1965), MAYNE AND KULHAWY (1982) beruht. Die Aufspaltung des Exponenten in den Faktor  $(1 - C_s/C_c)$  und einen dimensionslosen Faktor  $a$  scheint für die Korrelation zwischen Vertikalspannungen und Horizontalspannung bei Entlastungsvorgängen sinnvoll zu sein, insbesondere dann, wenn dies mit einfach zu ermittelnden Klassifikationsmerkmalen wie der Plastizitätszahl möglich sein sollte.

Die Korrelationen des dimensionslosen Faktors  $a$  mit dem Kompressionsbeiwert  $C_c$  und mit dem Verhältnis aus Schwell- und Kompressionsbeiwert  $C_s/C_c$  (**Anlage 8**) zeigen zwei lineare Zusammenhänge zwischen den Anpassungsfaktoren, die sich zum einen aus den Versuchen mit den bindigen Böden DiTo und WQT, zum andern für das Material BT IV ergeben haben. Die Versuchsergebnisse können nicht gleichermaßen durch eine stetige Korrelationsfunktion auf alle Werte von  $a$  übertragen werden. In Vergleichsuntersuchungen hat sich gezeigt, daß auch der Mittelwert der drei Werte des Anpassungsfaktors  $a$  für BT IV zu sehr guten Beziehungen zwischen den Horizontal- und Vertikalspannungen führt. Bei Verwendung der Verformungseigenschaften als Grundlage für Korrelationsbeziehungen zeigt sich offenbar ein Unterschied zwischen BT IV und den beiden anderen Böden. Durch die Lage von BT IV im Plastizitätsdiagramm deutet sich bereits ein wesentlich anderes bodenmechanisches Verhalten an als die beiden anderen Böden aufweisen.

Anscheinend hat die Lage eines Bodens im Plastizitätsdiagramm einen deutlichen Einfluß auf die mechanischen Eigenschaften. Unter diesem Aspekt ist die Korrelation des dimensionslosen Faktors  $a$  mit der Plastizitätszahl unzuverlässig. Lägen Meßergebnisse reiner Sande vor, würden sich möglicherweise auch bei diesem Korrelationsansatz zwei verschiedene Beziehungen ergeben.

Bei der grafischen Präsentation der Korrelationsbeziehungen wurden daher unterschiedliche Beziehungen dargestellt (**Anlage 9**), wobei die Grenze aufgrund der derzeit geringen Datenbasis pragmatisch bei  $I_p = 0,08$  festgelegt wurde:

$I_p < 0,08$ :

$$a(C_c) = 0,668 + 0,327 \cdot C_c \quad (12)$$

$$a(C_s/C_c) = 0,572 + 0,486 \cdot (C_s/C_c), \quad (13)$$

$I_p > 0,08$ :

$$a(C_c) = 0,436 + 0,695 \cdot C_c \quad (14)$$

$$a(C_s/C_c) = 0,408 + 0,707 \cdot (C_s/C_c) \quad (15)$$

Ein Vergleich des Exponenten  $\alpha = a \cdot (1 - C_s/C_c)$  mit dem Exponenten  $\alpha = \sin \varphi'$  (**Anlage 16**) zeigt, daß die Werte  $\alpha = \sin \varphi'$  das Verhalten des BT IV recht zutreffend beschreiben, während für die bindigen Böden gilt:

$$\frac{a \cdot (1 - C_s / C_c)}{\sin \varphi'} \approx 1,38$$

Nach den vorliegenden Ergebnissen kann bei nichtbindigen Böden mit  $\alpha = \sin \varphi'$  ohne Berücksichtigung der Verformungseigenschaften gearbeitet werden, bei bindigen Böden kann  $\sin \varphi'$  mit dem Faktor  $1,38 \approx 1,4$  multipliziert als Exponent über OCR angesetzt werden.

Als weiteres bleibt noch ein Vergleich der erhaltenen Ergebnisse mit dem in der Praxis, z.B. auch im Eurocode bzw. der DIN V EN 1997-1 empfohlenen Ansatz für den Ruhedruckbeiwert

überkonsolidierter Böden, der noch einfacher ist als der von MAYNE AND KULHAWY (1982). Dieser lautet:

$$K_{0oc} = K_{0nc} \cdot OCR^{0,5} \quad (16)$$

Sowohl der Ansatz nach DIN ENV 1997-1 als auch der nach MAYNE AND KULHAWY (1982) liefern für die beiden Böden DiTo und WQT die gleichen Horizontalspannungen, während die Messungen deutliche Unterschiede zeigen.

Bei BT IV treten praktisch keine Unterschiede zwischen der entwickelten Anpassungsfunktion und dem obigen einfachen Ansatz auf, wenn die Fehlmessung bei Versuch BT IV-002 außer acht gelassen wird (**Anlage 2,3,4, je Blatt 4**). Bei den bindigen Böden führt der einfache Ansatz der DIN ENV 1997-1 in den hier untersuchten Fällen zu einer Überschätzung der Horizontalspannungen von ca. 10% (**Anlage 5 bis 8, je Blatt 4**). Dies zeigt, daß die horizontalen Ruhedruckspannungen überkonsolidierter bindiger Böden in der Entwurfsphase von Bauwerken, in der i.d.R. noch keine detaillierten Informationen über den Baugrund vorliegen, mit dem einfachen Ansatz nach der DIN EN 1997-1 durchaus relativ zutreffend ermittelt werden können. Wichtiger als die genaue Größe des Exponenten scheint zu sein, den Ruhedruckbeiwert für die Normalkonsolidierung zutreffend anzusetzen.

## 11 Zusammenfassung

Überkonsolidierte Böden mit dem Überkonsolidierungsverhältnis

$$OCR = \frac{\sigma_{v',\max}'}{\sigma_{v'}'} > 1$$

mit:  $\sigma_v'$ : vorhandene effektive Vertikalspannung

$\sigma_{v',\max}'$  maximale frühere effektive Vertikalspannung

weisen bei eindimensionaler Kompression und Entlastung eine höhere effektive horizontale Normalspannung  $\sigma_h'$  (Seitendruck) als im normalkonsolidierten Zustand auf, bei dem die vorhandene Vertikalspannung  $\sigma_v'$  (Auflast) nie überschritten wurde.

Ab einem für jeden Boden anderen Überkonsolidierungsverhältnis OCR wird der Seitendruck sogar größer als die vorhandene Vertikalspannung. Diese von der Vorbelastung abhängige Drehung der effektiven Hauptspannungsachsen eines ungestört sedimentierten Bodens, die für die Baupraxis sehr wichtig ist, wird nach dem bisherigen Stand der Kenntnisse als Funktion des Überkonsolidierungsverhältnisses und eines dimensionslosen Parameters dargestellt, der derzeit im allgemeinen lediglich mit dem Reibungswinkel des Bodens in Beziehung gebracht wird. Bereits BJERRUM (1967) weist aber auf den Einfluß der bei bindigen Böden zwischen den Tonteilchen vorhandenen Bindekräfte auf die Kompressions- und Schwelleigenschaften und die Höhe des Seitendrucks hin.

Anhand von Messungen des Seitendrucks in mehreren Be- und Entlastungszyklen in eindimensionalen Kompressionsversuchen an drei Böden mit unterschiedlichen plastischen Eigenschaften ist der Einfluß der Bindungskräfte der verschiedenen Materialien, wie er z.B. in den Kompressions- und Schwelleigenschaften zum Ausdruck kommt, untersucht worden und ein Einfluß dieser Materialeigenschaften auf den Seitendruck überkonsolidierter Tone abgeleitet und quantifiziert worden.

Mit Hilfe der angesetzten Arbeitshypothese, wonach bei vertikaler Entlastung die horizontalen Spannungen proportional zur äquivalenten Vergleichsspannung sind, sind in den eindimensionalen Kompressionsversuchen mit Messung der horizontalen Spannungen dimensionslose Faktoren  $a$  für diese Böden ermittelt worden, so daß die mit diesem Ansatz berechneten Hor-

zontalspannungen mit den gemessenen unter Beachtung des dazu angewandten empirischen Vorgehens so gut wie möglich zusammenpassen.

Um die so erhaltenen Ergebnisse auf eine allgemeinere Basis zu stellen, wurden die dimensionslosen Faktoren  $a$  auf ihre Korrelationsfähigkeit mit der Plastizitätszahl  $I_p$ , dem Kompressionsbeiwert  $C_c$  und dem Verhältnis von Schwellbeiwert zu Kompressionsbeiwert  $C_s/C_c$  untersucht. Dabei zeigte sich für die Plastizitätszahl eine stetige quadratische Beziehung über den ganzen untersuchten Plastizitätsbereich, für den Kompressionsbeiwert und das Verhältnis von Schwell- zu Kompressionsbeiwert wurden lineare Korrelationen gefunden, die sich für die untersuchten beiden plastischen Böden deutlich von dem für das Sand-Ton-Gemisch unterscheiden. Weitere Untersuchungen wären wünschenswert, um die erarbeiteten Korrelationen zu erhärten.

Als Nebenergebnis wurde festgestellt, daß der Ruhedruckbeiwert  $K_{0nc}$  für normalkonsolidierte bindige Böden nicht in jedem Fall mit dem Reibungswinkel  $\varphi'$  über den Jaky'schen Ansatz zu treffend ermittelt wird.

## Literaturverzeichnis

- ANDRAWES, K.Z. AND EL-SOHBY, M.A (1973): Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure and  $K_0$ . Proceedings of the ASCE, Vol. 99, No. SM 7, pp. 527
- BARDEN, L. (1963): Stresses and displacements in a cross-anisotropic soil", Geotechnique, No. 3 (1963).
- BELLOTTI, R., FORMIGONI, G., JAMIOLKOWSKI, M.B. (1975): Remarks on the Effect of Overconsolidation on the Coefficient of Earth Pressure at Rest, Proceedings of the first Baltic Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering in Gdansk
- BISHOP, A. W. (1958): The Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest, Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, Vol. 1, pp. 2-14
- BJERRUM, L. (1967): Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay shales, The third Terzaghi Lecture. Proceedings of the ASCE, Vol. 93, No. Sar 5, pp. 3-49
- BOLTAN, M.D. AND POWRIE, W. (1987): The collapse of diaphragm walls retaining clay, Géotechnique 37, No. 3, 335-353
- BROOKER, E.W. AND IRELAND, H.O. (1965): Earth Pressure at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Volume 11, February 1965, Number 1
- DYVIK, R., LACASSE, S., MARTIN, R.T. (1986): Coefficient of Lateral Stress from Oedometer Cell, XI. Intern. Conf. on Soil, Mech. and Found. Eng., San Francisco
- FEDA, J., BOHAC, J. AND HERLE, I. (1995):  $K_0$ -Compression of Reconstituted Loess and Sand with Stress Perturbations, Soils and Foundation, Vol. 35, No. 3, 97-104, Japanese Geotechnical Society
- FILHO, L.M.C. (1986): A Laboratory Investigation of the Undrained Small Strain Behaviour of London Clay. Proceedings of a Symposium sponsored by the Soil Properties Committee of the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication, No. 2, ASCE
- FINNO AND CHUNG (1992): Stress-Strain-Strength Responses of Compressible Chicago Glacial Clays, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 10, October 1992, ASCE
- GARTUNG, E. (1986): Excavation in Hard Clays of the Keuper Formation, Proceedings of a Symposium sponsored by the Soil Properties Committee of the American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication No. 2, ASCE
- GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanik, Enke Verlag Stuttgart
- HENDRON, A.J. (1963): The behaviour of sand in onedimensional compression. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois
- KATZENBACH, ARSLAN, MOORMANN (1998): Ergebnis der Vergleichsberechnungen im Rahmen des „Ringversuches“, Forschungsvorhaben des Deutschen Instituts für Bautechnik-Arbeitsgruppe „Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP)“, Techn. Univ. Darmstadt, Institut für Geotechnik

- KHERA, R.P., SCHULZ, H. (1984): Past consolidation stress estimates in creataceous clay, ASCE, Journal of Geot. Eng. Vol. 110, No. 2, pp. 189
- KHERA, R.P. UND SCHULZ, H. (1985): Vorbelastung und Erdruhedruck eines Kreidetons, Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein, Herausgegeben von K.-H. Heitfeld, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo
- KULHAWY, F.H., BEECH, J.F. (1987): Ground Water Influences on Foundation Side Resistance, IX. Europ. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin
- MARCHETTI, S. (1980): In Situ Tests by Flat Dilatometer, Proc. ASCE, GT 3, pp. 299
- MAYNE, P.W. AND KULHAWY, F.H. (1982):  $K_0$ -OCR Relationships in Soil, ASCE, J. Geot. Engg. Div., Vol. 108, GT6, 851-872
- PENDER, M.J.(1978): A model for the behavior of overconsolidated soil. Géotechnique 28, No. 1
- SCHMIDT, B. (1967): Lateral Stresses in Uniaxial Strain, The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 23, Copenhagen
- SCHULZ, H. (1982): Einschnittsböschungen und Stützbauwerke in überkonsolidierten Tonen, Korreferat, Vorträge der Baugrundtagung 1982, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
- SHERIF, M.A., ISHIBASHI, I (1981): Overconsolidation Effects on  $K_0$  Values. Proc. ICSMFE, pp. 785-788.
- SINGH, R., HENKEL, D.J., SANGREY, D.A. (1973): Shear and  $K_0$  swelling of overconsolidated Clay, Proc. VIIIth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engg., Moskau, Vol. 1.2
- SKEMPTON, A.W. (1961): Horizontal stresses in an overconsolidated eocene clay, Proceedings 5<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech., Paris, Vol. 1
- SPOTKA, H. (1977): Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand, Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilung 9
- STEINFELD (1968): Zur Gründung von 60-geschossigen Hochhäusern in Hamburg. In: DGEG (Hrsg.): Vorträge der Baugrundtagung, Hamburg, 1968
- THAMM, B. (1987): Erddruckverteilung und Gleitwiderstand einer hohen Winkelstützmauer aus Betonfertigteilen, Geotechnik 1987/3
- WINDLE, D., WROTH, C.P. (1977): The use of a self-boring pressuremeter to determine the undrained properties of clays, Ground Engng., 10, No. 6, 37-46
- WITTKE, W., GRÜTER, R. (1982): Erfahrungen beim Bau der im Lias α und im Knollenmergel liegenden Abschnitte der Baulose 14-16 des Hasenbergtunnels in Stuttgart, Vorträge der Baugrundtagung 1982, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
- WROTH, C.P. (1972): General theories of earth pressures and deformations. General Report Proc. 5<sup>th</sup> Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Madrid, Vol. 2

## Verzeichnis der Anlagen

**Anlage 1:** Ergebnisse der Rahmenscherversuche mit den untersuchten Böden

- 1a: Rahmenscherversuche mit Material BT IV
- 1b: Rahmenscherversuche mit Material DiTo
- 1c: Rahmenscherversuche mit Material WQT

**Anlage 2:** Versuch BT IV - 002

**Anlage 3:** Versuch BT IV - 002b

**Anlage 4:** Versuch BT IV - 006

**Anlage 5:** Versuch DiTo - 002

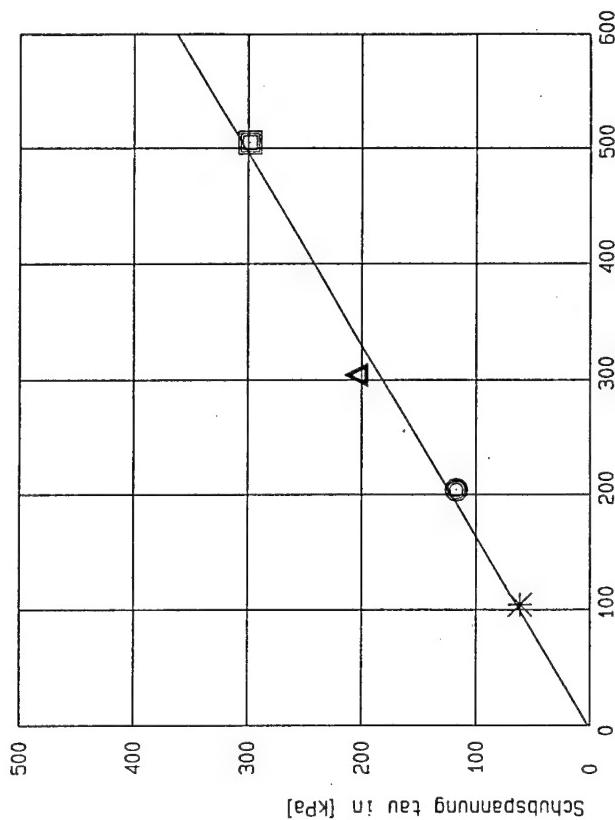
**Anlage 6:** Versuch DiTo - 003

**Anlage 7:** Versuch WQT - 001

**Anlage 8:** Versuch WQT - 007

**Anlage 9:** Korrelation des Faktors a mit bodenmechanischen Kenngrößen

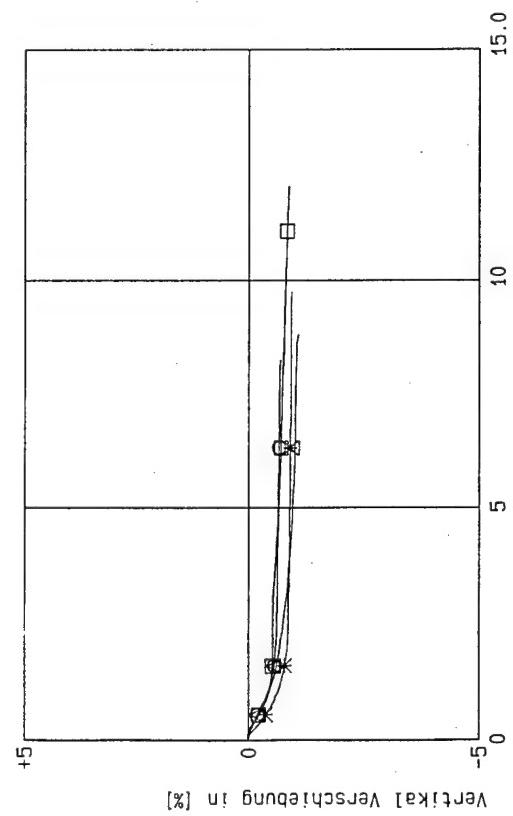
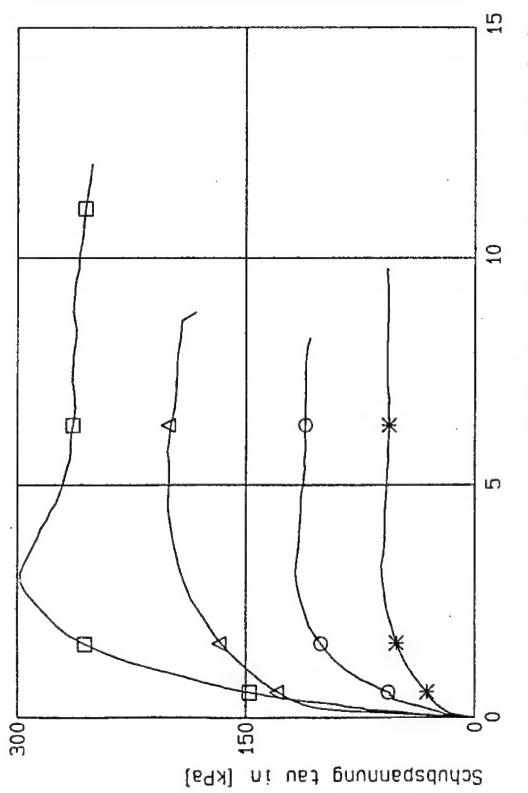
## Rahmenscherversuche mit BT IV



$\Phi' = 31.01$  [Grad]  $C' = 2$  [kPa]  $r = 0.994$

Pr.Nr.	Sigma [kPa]	Tau [kPa]	Dateinamen:
*	1	105	bt4piet.001
○	2	205	bt4piet.002
△	3	305	bt4piet.003
□	5	505	bt4piet.005

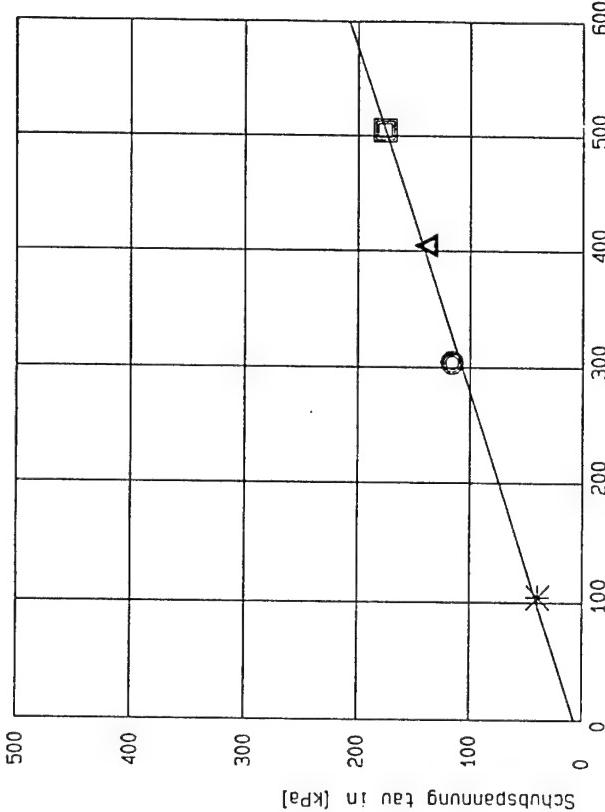
	AUFLAUFTRAG: 972.4955 DATUM : 02-01-98 ANLAGE :
Bodenart :	Labornummer : 97.000.1
Direkter Scherversuch	Projekt : Forschung



Bitte beachten 1kPa = 1kN/m<sup>2</sup> = 0.1 N/cm<sup>2</sup> = 0.001 MN/m<sup>2</sup>

Aufschluss:  
Tiefe [m]:

## Rahmenscherversuche mit DiTo



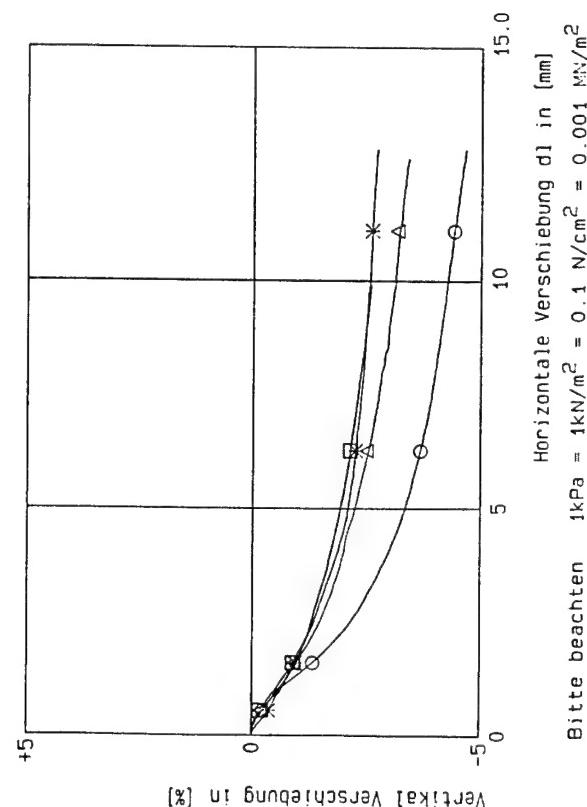
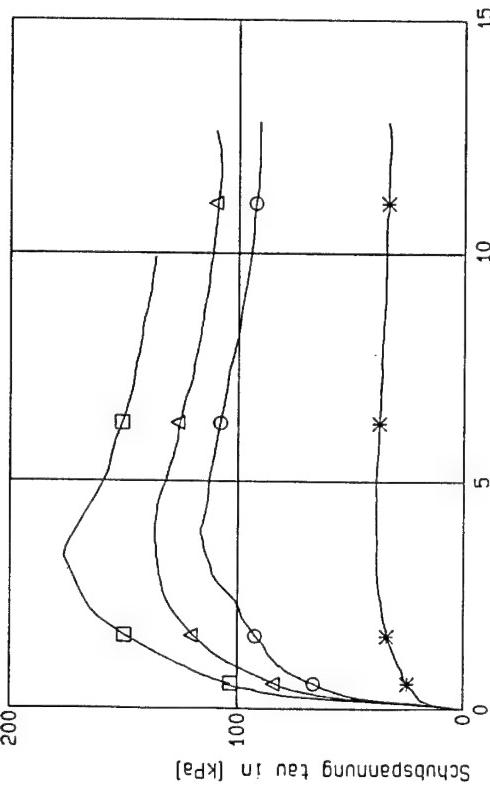
Phi' = 18.58 [Grad] c' = 6 [kPa] r = 0.995

Pr. Nr.	Sigma [kPa]	Tau [kPa]	Dateinamen:
*	1	105	98-0381.1
O	3	305	98-0381.3
△	4	405	98-0381.4
□	5	505	98-0381.5

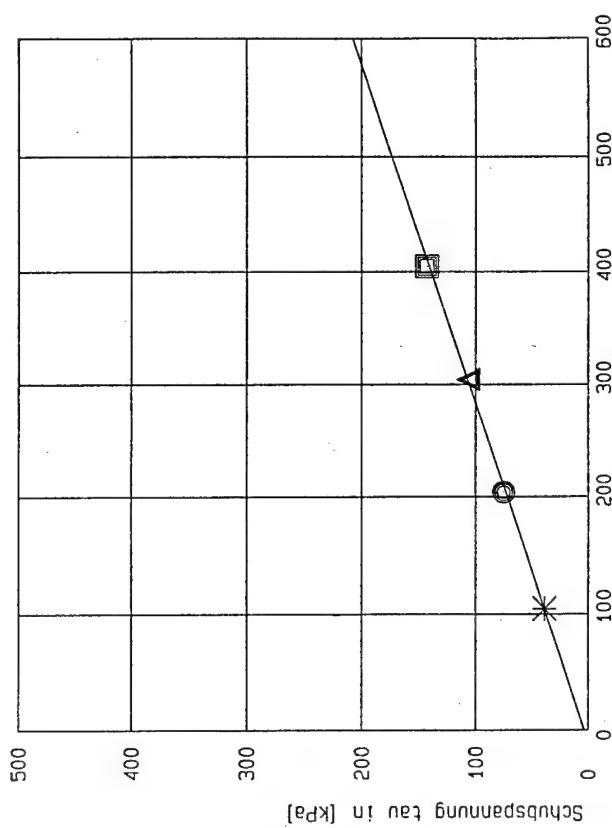
	AUFRAG: 982.4955 DATUM : 14-05-98 ANLAGE :
Bodenart :	Labornummer : <b>98.0381</b>
Direkter Scherversuch	
Projekt : Forschung	

charakteristische Werte	
Phi' = _____ [Grad]	c' = _____ [kPa]

Aufschluss:  
Tiefe [m]:



## Rahmenscherversuche mit WQT

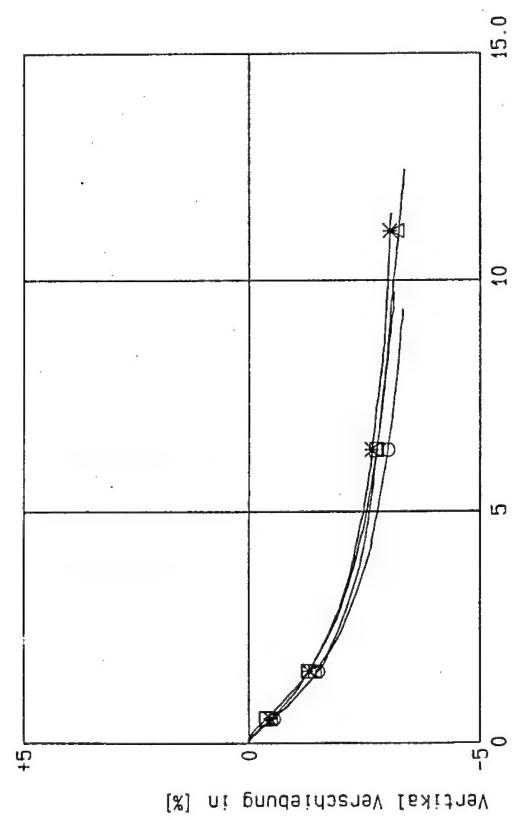
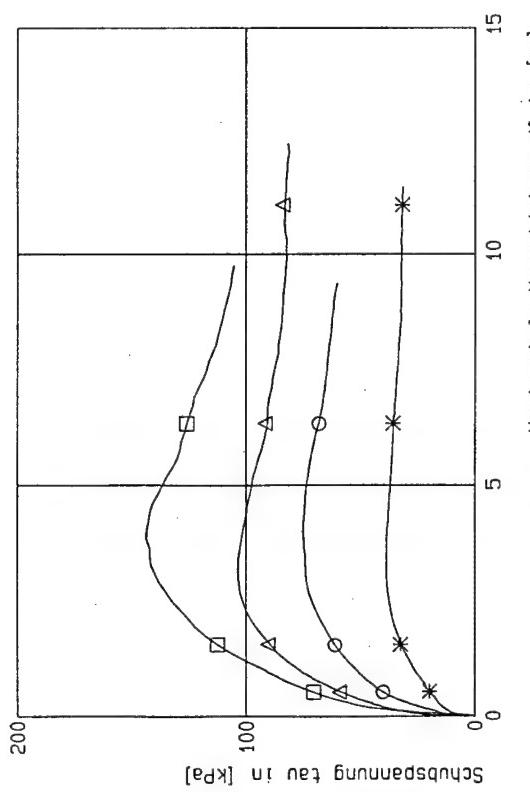


Phi' = 18.79 [Grad]			
Pr.Nr.	Sigma [kPa]	Tau [kPa]	Dateinamen:
*	105	39	951327aa.001
○	205	75	951327bb.001
△	305	103	951327cc.001
□	405	143	951327dd.001

$$\text{Phi}' = 18.79 \text{ [Grad]}$$

$$c' = 4 \text{ [kPa]} \quad r = 0.998$$

charakteristische Werte		
* Phi' =	_____ [Grad]	
c' =	_____ [kPa]	



Bitte beachten:  $1\text{kPa} = 1\text{N/m}^2 = 0.1 \text{ N/cm}^2 = 0.001 \text{ MN/m}^2$

Aufschluss: WQT III  
Tiefe [m]:

<b>BAW</b>	AUFTAG: 952.4955
DATUM : 11-02-98	ANLAGE :
Bodenart :	Labornummer :
Ton	95 . 1327
Direkter Scherversuch	Projekt : Forschung

## Versuch BT IV - 002

Blatt 1 von 4

Versuchsdaten:

Vertikalspannung [kPa]:      Horizontalspannung 1[kPa]      Horizontalspannung 2[kPa]      Setzung [mm]

$\sigma_{1_i} :=$

46.8
99.6
201.8
399.4
798.8
1597.6
800.5
401.1
201.0
399.4
797.1
1596.8
3196.9
1601.0
800.5
402.0
201.0
101.3

$\sigma_{31_i} :=$

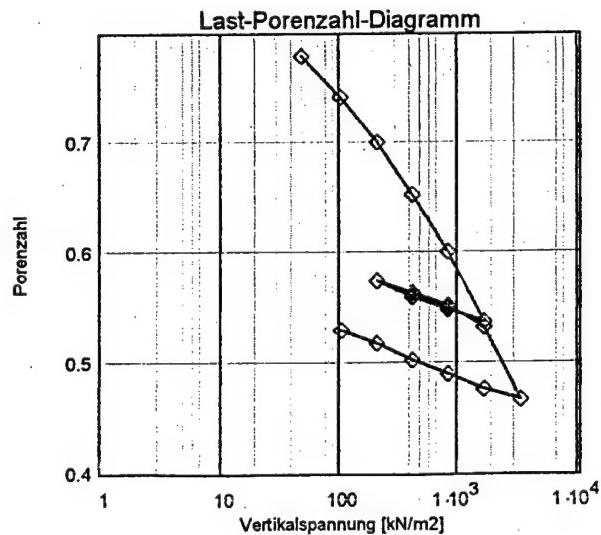
24.8
51.8
98.2
191.9
372.9
778.2
574.4
408.1
285.0
354.9
483.1
779.9
1303.4
1187.4
915.6
658.1
450.8
297.0

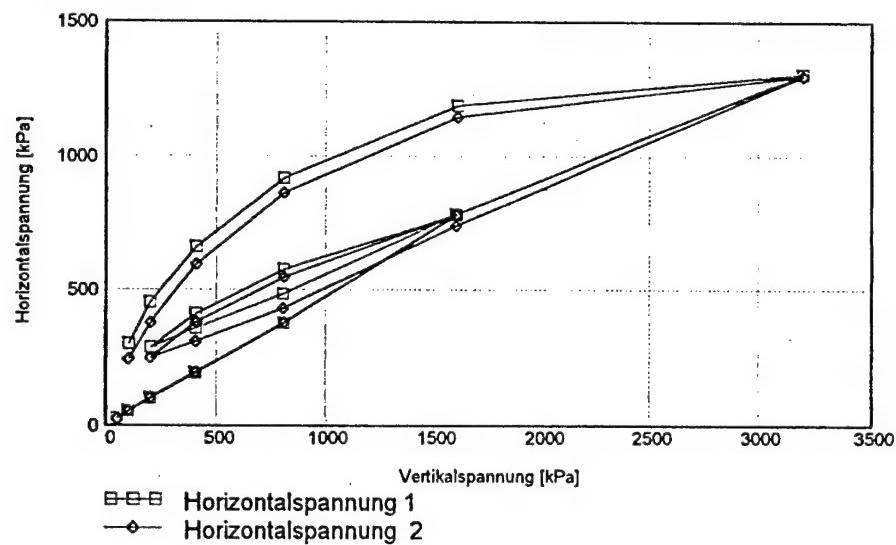
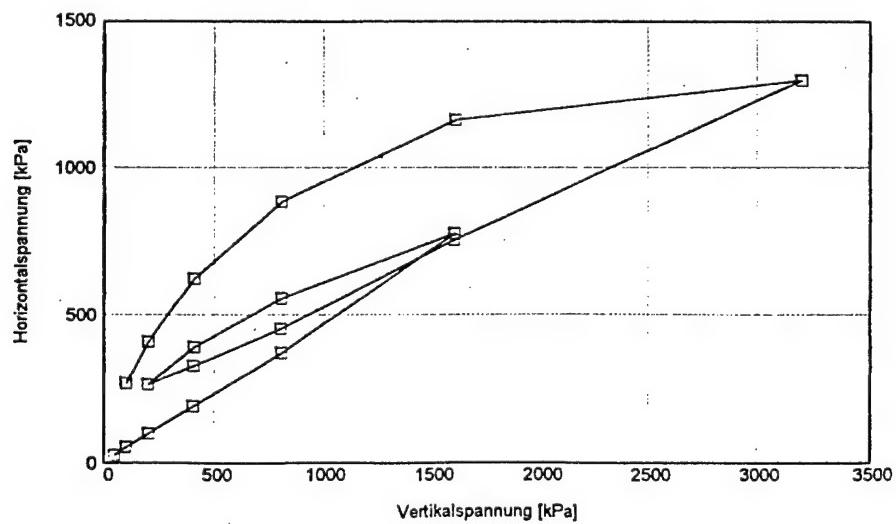
$\sigma_{32_i} :=$

25.0
52.0
99.0
193.0
376.0
781.0
544.0
378.0
246.0
306.0
429.0
737.0
1297.0
1144.0
860.0
593.0
375.0
242.0

$s_i :=$

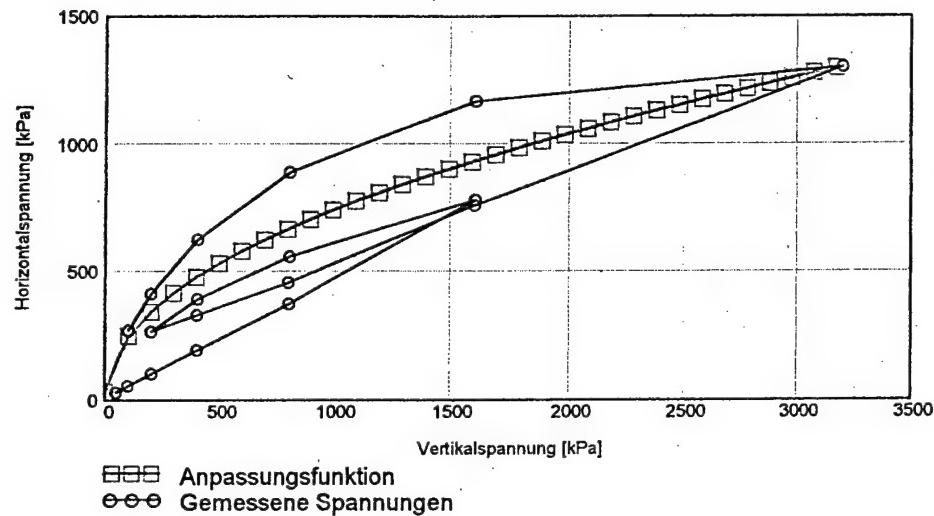
3.330
3.683
4.063
4.511
4.994
5.592
5.487
5.380
5.243
5.348
5.456
5.636
6.252
6.165
6.035
5.916
5.772
5.661

Einbaudaten:Probenfläche A [cm<sup>2</sup>]:    A = 25Probenhöhe h<sub>0</sub> [cm]:    h<sub>0</sub> = 2Einbaumasse m<sub>f</sub> [g]:    m<sub>f</sub> = 74.03Einbauwassergehalt w<sub>0</sub>: w<sub>0</sub> = 0.357Korndichte ρ<sub>s</sub> [g/cm<sup>3</sup>]:    ρ<sub>s</sub> = 2.65

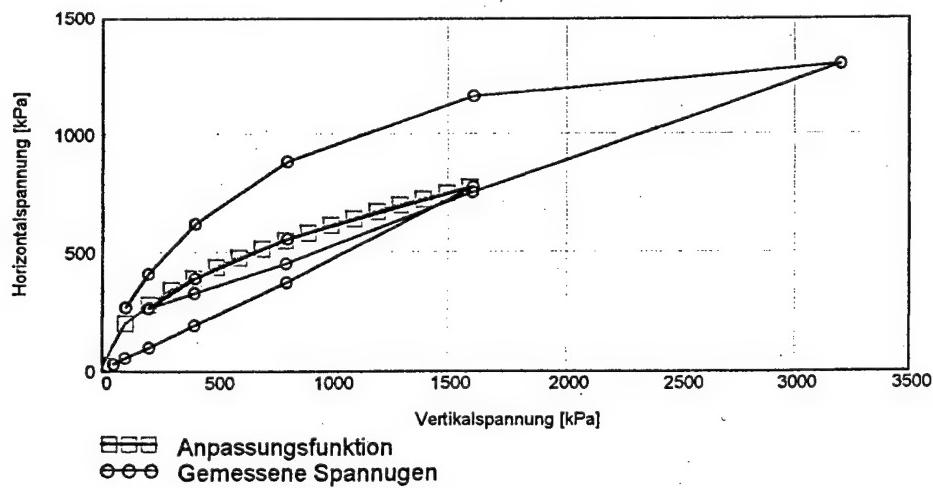
Gemessene Vertikal- und HorizontalspannungenGemessene Vertikalspannungen und Mittelwerte der Horizontalspannungen

Gemessene Spannungen und berechnete Horizontalspannungen

a) für die Maximalspannung

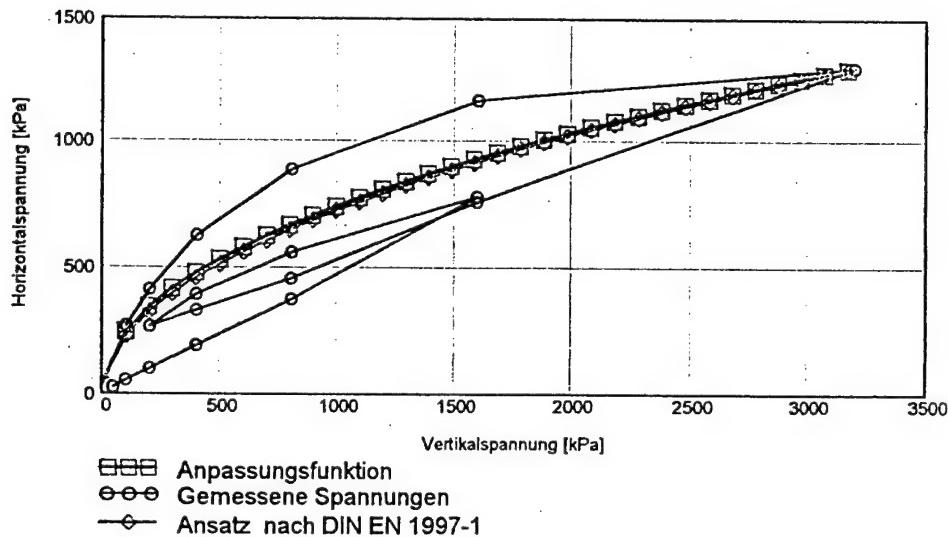


b) für den Erstbelastungsast

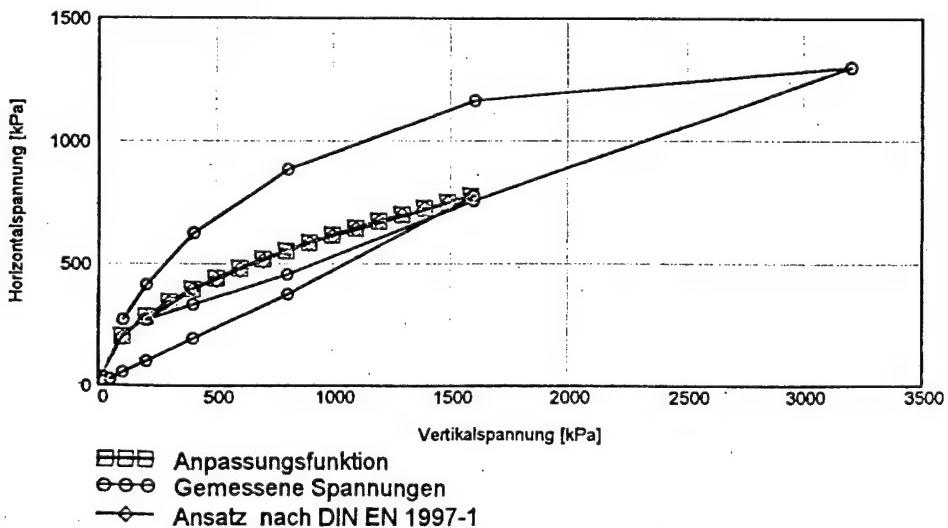


Vergleich der gemessenen Spannungen mit dem vorgeschlagenen und einem einfachen Ansatz

a) für die Maximalspannung



b) für den Erstbelastungsast



## Versuch BT IV - 002b

Blatt 1 von 4

Versuchsdaten:

Vertikalspannung [kPa]:      Horizontalspannung 1[kPa]      Horizontalspannung 2[kPa]      Setzung [mm]

$\sigma_{1_i} :=$

46.8
99.6
201.8
399.4
798.8
1597.6
800.5
401.1
201.0
399.4
797.1
1596.8
3196.9
1601.0
800.5
402.0
201.0
101.3

$\sigma_{31_i} :=$

24.8
51.8
98.2
191.9
372.9
778.2
574.4
408.1
285.0
354.9
483.1
779.9
1560.0
1187.4
915.6
658.1
450.8
297.0

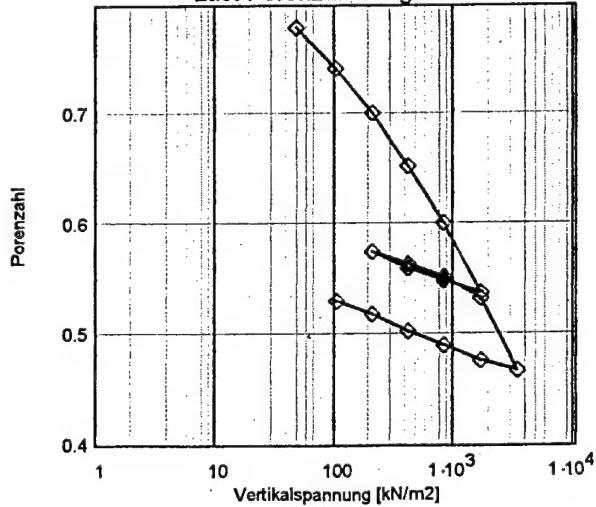
$\sigma_{32_i} :=$

25.0
52.0
99.0
193.0
376.0
781.0
544.0
378.0
246.0
306.0
429.0
737.0
1560.0
1144.0
860.0
593.0
375.0
242.0

$s_i :=$

3.330
3.683
4.063
4.511
4.994
5.592
5.487
5.380
5.243
5.348
5.456
5.636
6.252
6.165
6.035
5.916
5.772
5.661

Last-Porenzahl-Diagramm

Einbaudaten:

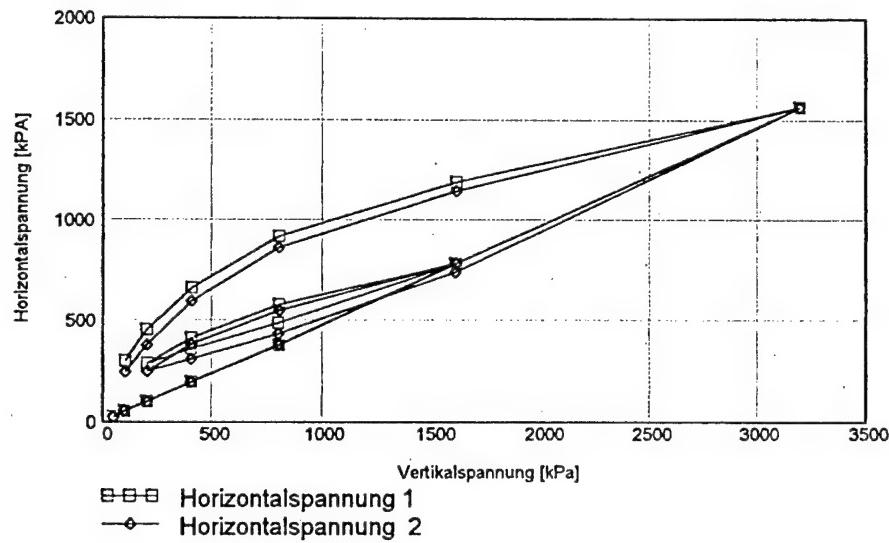
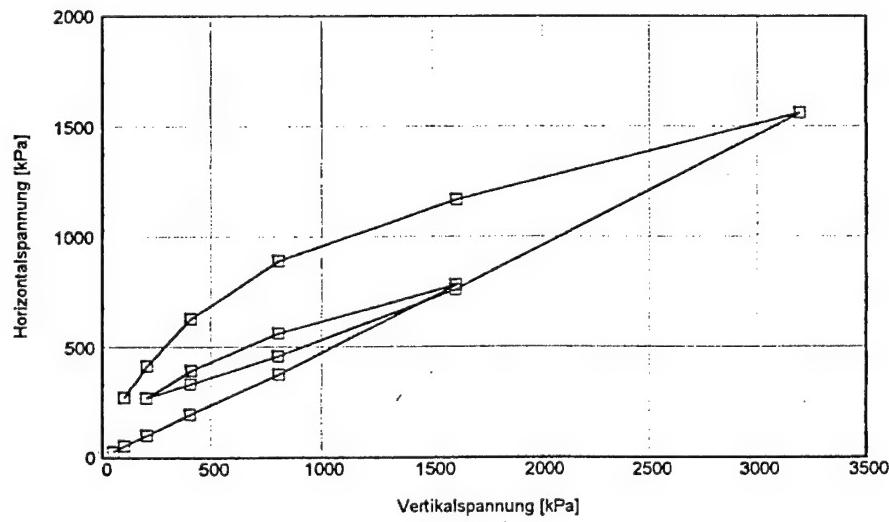
Probenfläche A [cm²]:    A = 25

Probenhöhe h₀ [cm]:    h₀ = 2

Einbaumasse m\_f [g]:    m\_f = 74.03

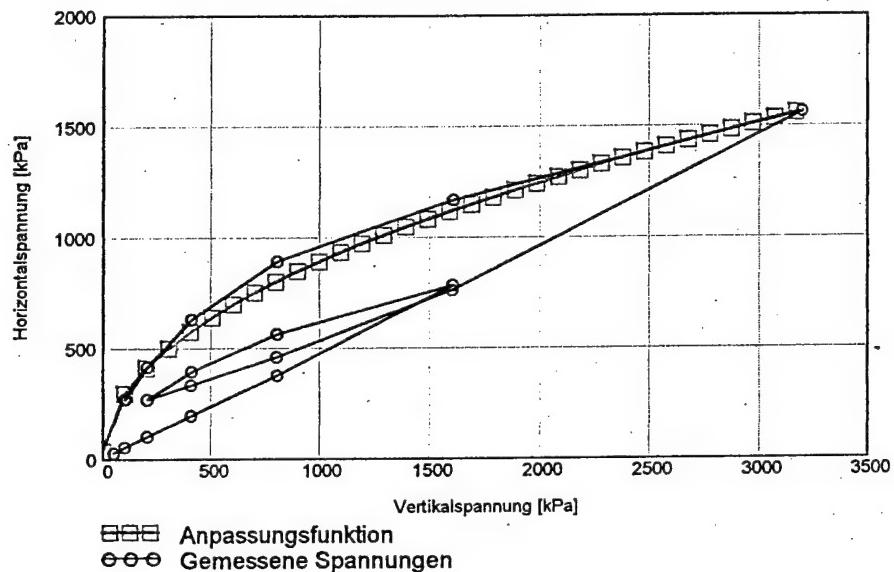
Einbauwassergehalt w₀: w₀ = 0.357

Korndichte ρ\_s [g/cm³]:    ρ\_s = 2.65

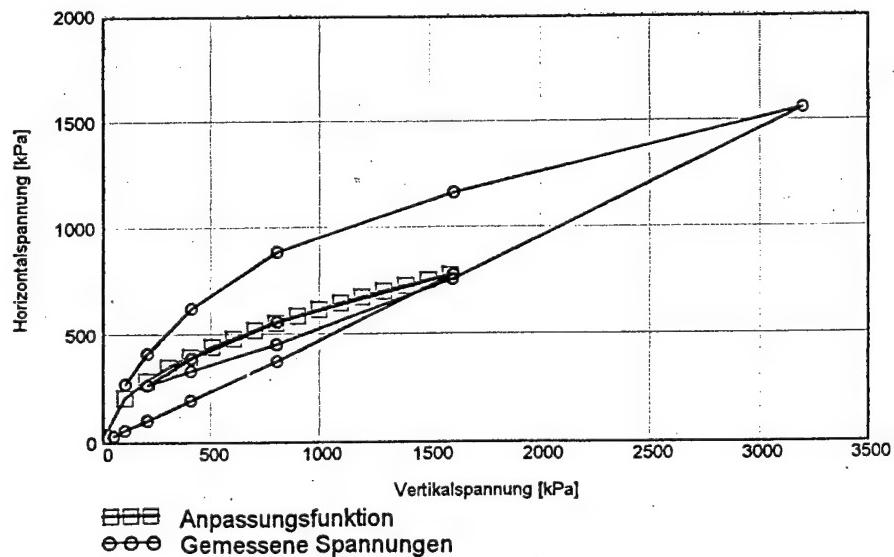
Gemessene Vertikal- und HorizontalspannungenGemessene Vertikalspannungen und Mittelwerte der Horizontalspannungen

Gemessene Spannungen und berechnete Horizontalspannungen

a) für die Maximalspannung

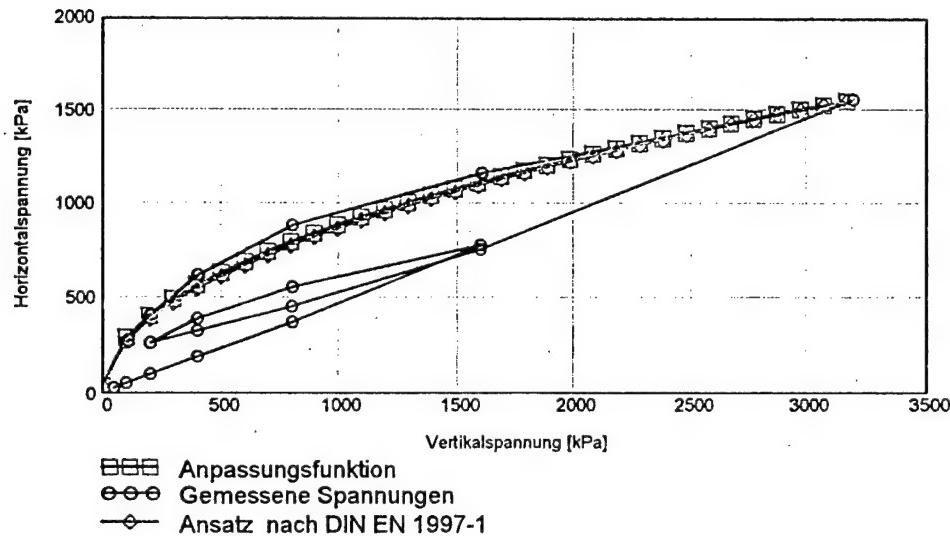


b) für den Erstbelastungsast

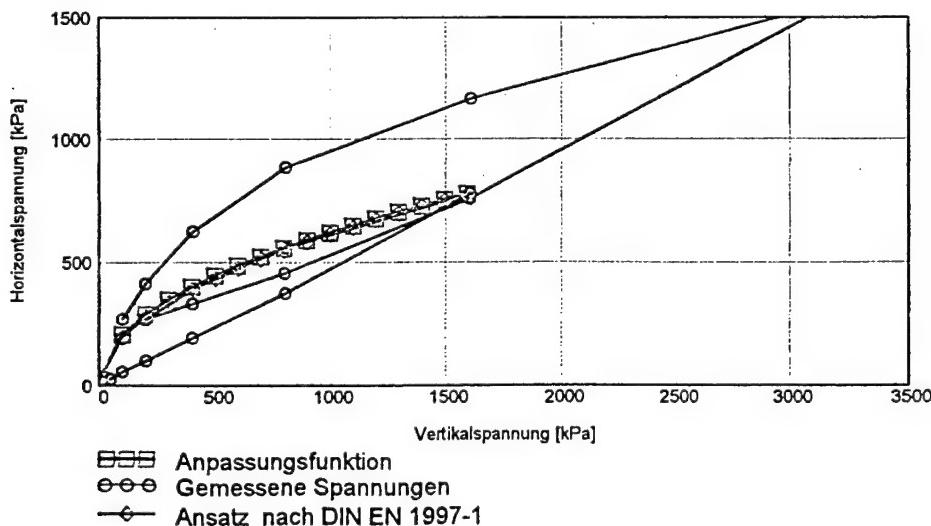


Vergleich der gemessenen Spannungen mit dem vorgeschlagenen und einem einfachen Ansatz

a) für die Maximalspannung



b) für den Erstbelastungsast



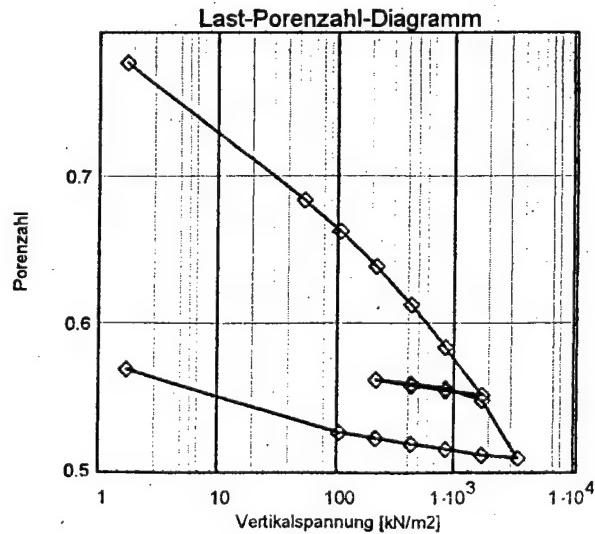
## Versuch BT IV - 006

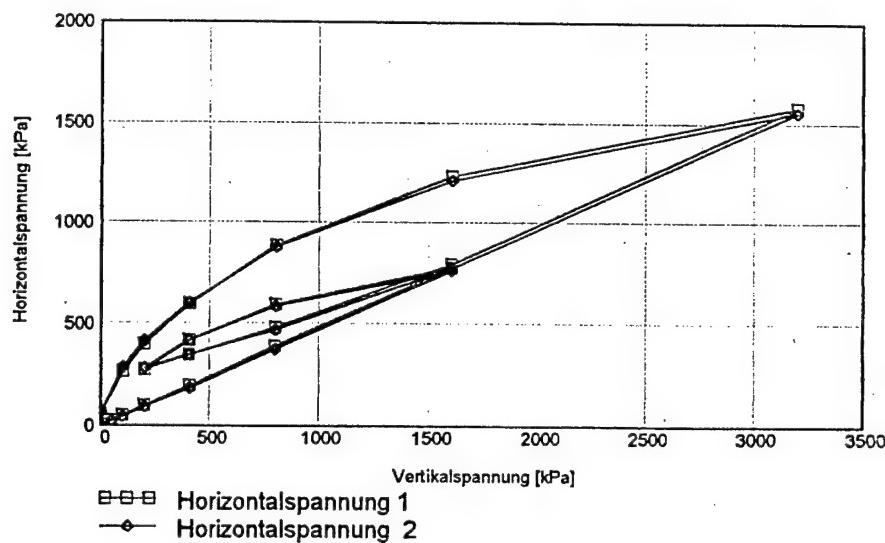
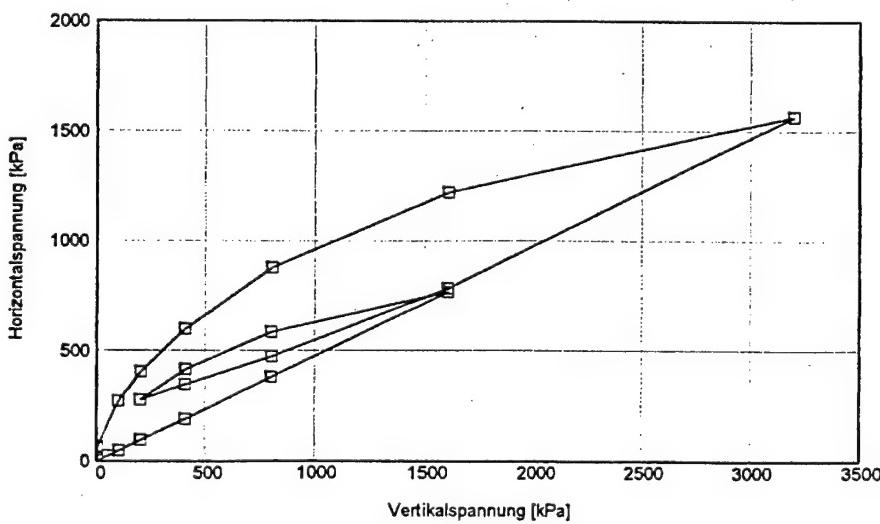
Blatt 1 von 4

Versuchsdaten:

Vertikalspannung [kPa]:      Horizontalspannung 1[kPa]      Horizontalspannung 2[kPa]      Setzung [mm]

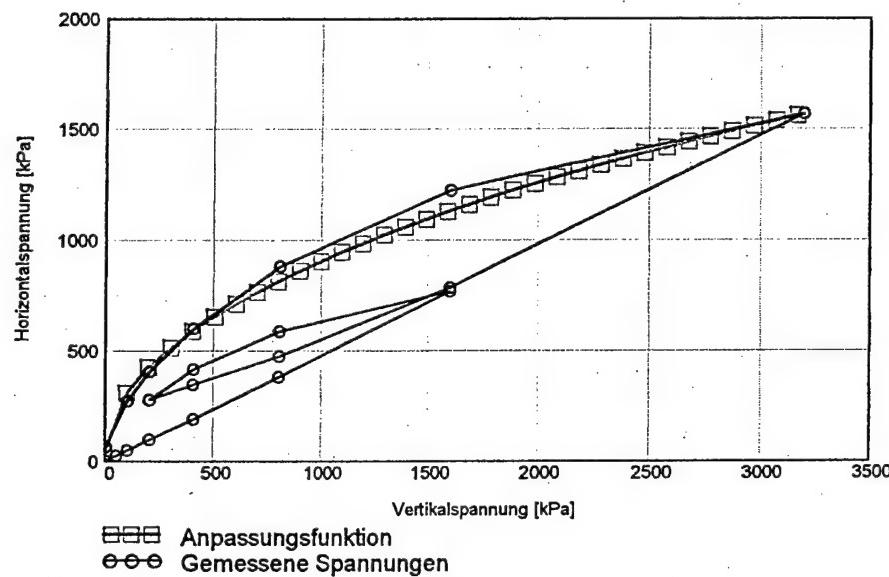
$\sigma_{1_i} :=$	$\sigma_{31_i} :=$	$\sigma_{32_i} :=$	$s_i :=$
1.7	0.8	0.8	2.5
51.9	22.6	19.8	4.087
101.3	46.4	41.9	4.441
201.0	96.0	88.2	4.848
400.0	192.6	180.6	5.287
797.1	384.9	370.2	5.768
1597.0	772.6	758.8	6.318
799.7	588.4	579.8	6.269
402.0	413.8	414.2	6.211
201.0	271.1	277.4	6.143
399.4	344.3	342.9	6.190
798.8	477.1	465.0	6.240
1597.0	791.5	771.7	6.377
3198.0	1576.0	1552.0	7.037
1598.0	1231.0	1208.0	7.008
801.4	882.0	873.5	6.936
401.1	592.7	599.7	6.877
201.0	393.5	410.6	6.811
100.5	259.8	280.5	6.740
1.7	56.6	65.8	6.024

Einbaudaten:Probenfläche  $A$  [cm $^2$ ]:  $A = 25$ Probenhöhe  $h_0$  [cm]:  $h_0 = 3.25$ Einbaumasse  $m_f$  [g]:  $m_f = 151.83$ Einbauwassergehalt  $w_0$ :  $w_0 = 0.347$ Korndichte  $\rho_s$  [g/cm $^3$ ]:  $\rho_s = 2.674$ 

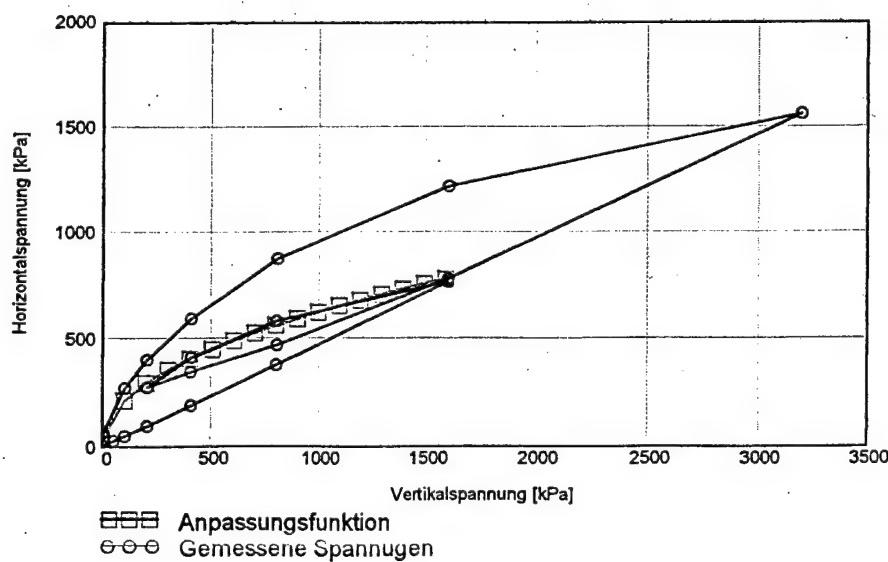
Gemessene Vertikal- und HorizontalspannungenGemessene Vertikalspannungen und Mittelwerte der Horizontalspannungen

Gemessene Spannungen und berechnete Horizontalspannungen

a) für die Maximalspannung

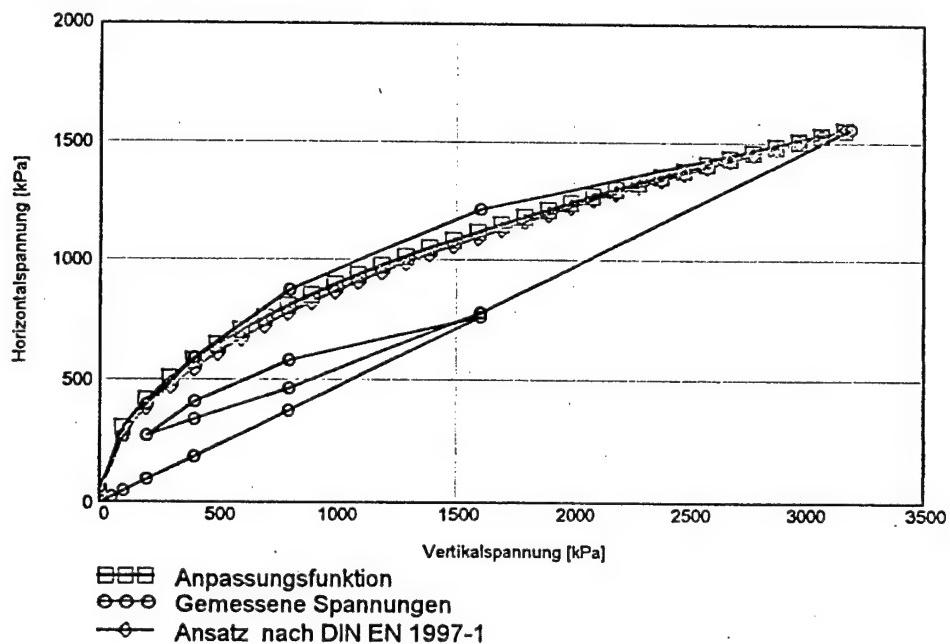


b) für den Erstbelastungsast

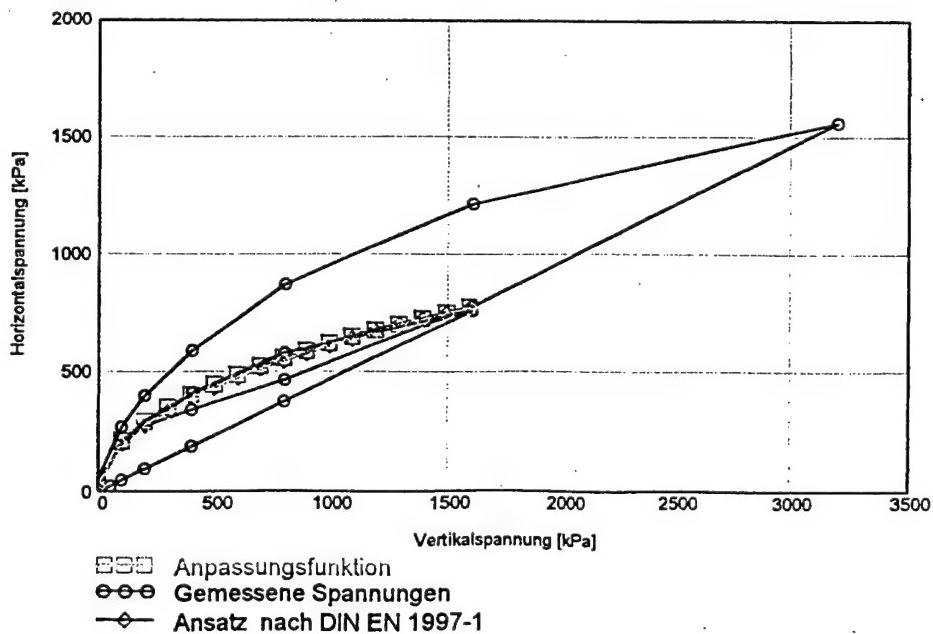


Vergleich der gemessenen Spannungen mit dem vorgeschlagenen und einem einfachen Ansatz

a) für die Maximalspannung



b) für den Erstbelastungsast



**Versuch DiTo - 002****Blatt 1 von 4****Versuchsdaten:**

Vertikalspannung [kPa]    Horizontalspannung 1[kPa]    Horizontalspannung 2[kPa]    Setzung [mm]

 $\sigma_{1_i} :=$ 

19.8
39.39
79.63
159.2
319.1
160.3
79.84
40.03
80.26
159.9
319.6
639.3
1279
640.2
320.2
159.9
80.05
40.24
20.44

 $\sigma_{31_i} :=$ 

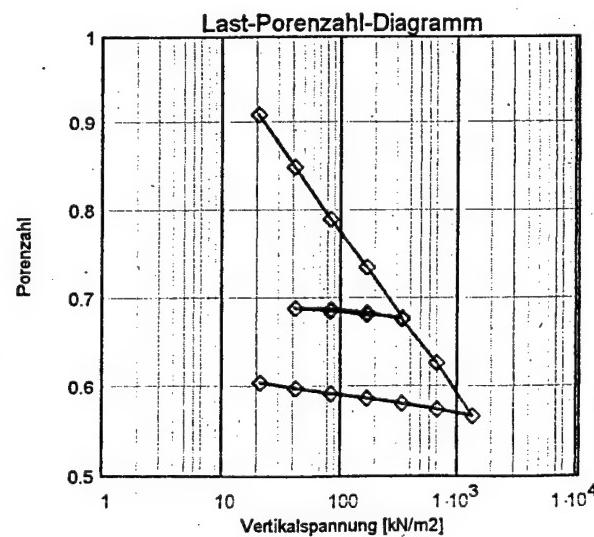
6.09
15.43
33.07
73.26
156.9
122.6
81.88
55.54
69.7
93.2
159.5
339.7
691.8
479.2
309.9
208.8
143.9
101.3
70.89

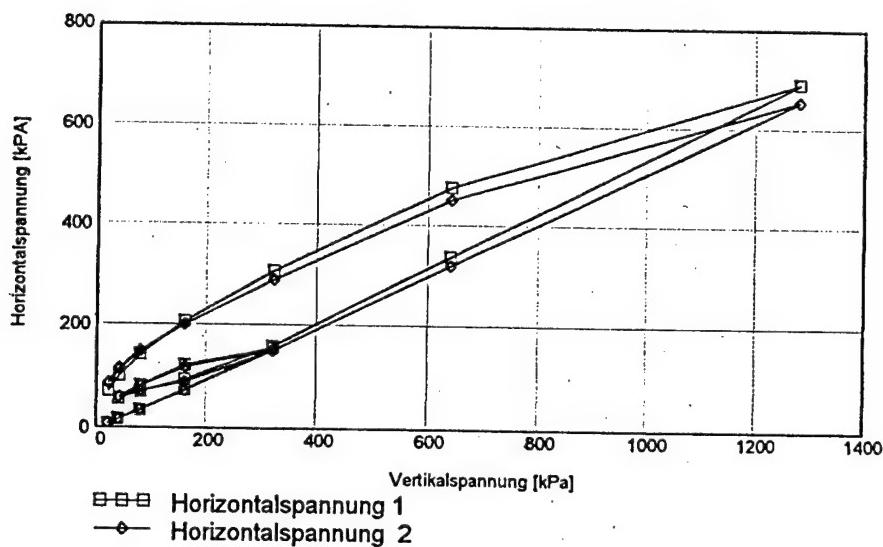
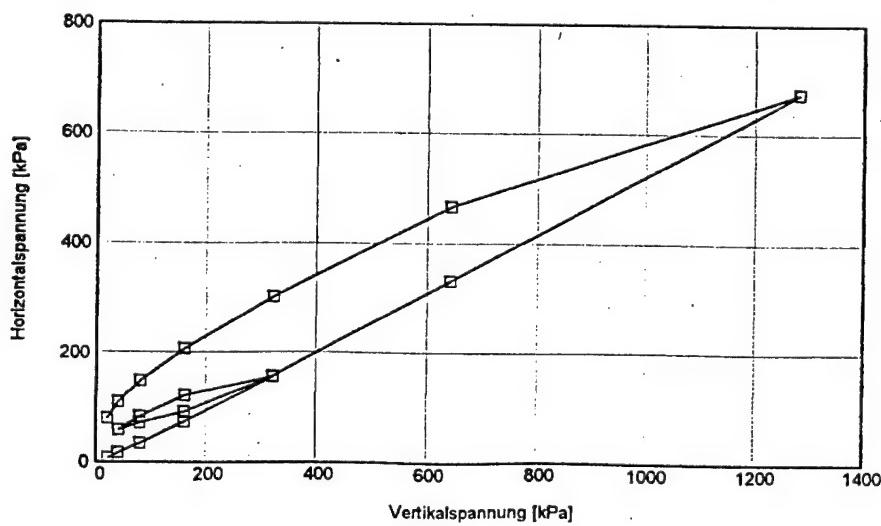
 $\sigma_{32_i} :=$ 

6.7
15.93
33.83
72.87
152.5
118.7
81.62
59.23
70.9
88.56
152
322.6
657
453.9
291.2
202.4
150.2
115.3
86.44

 $s_i :=$ 

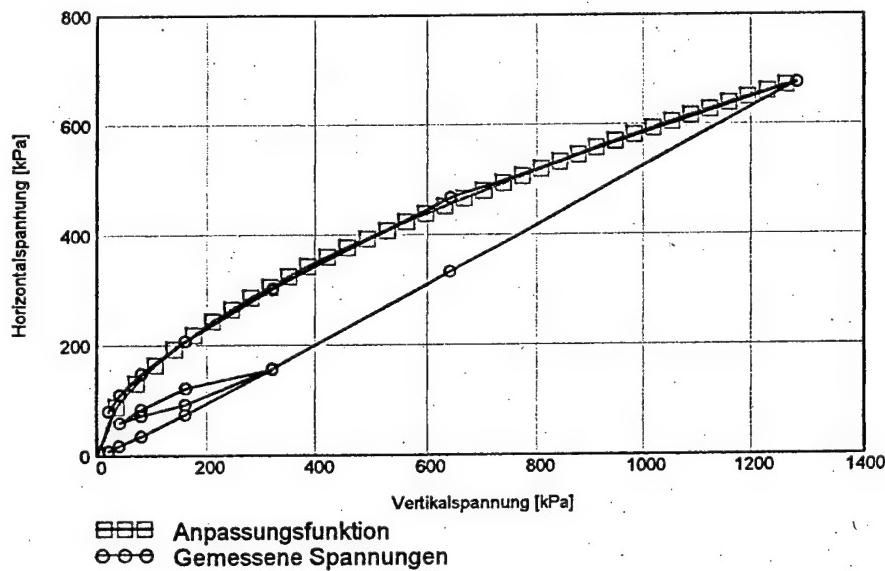
7.894
9.047
10.2
11.26
12.36
12.3
12.22
12.16
12.18
12.26
12.4
13.36
14.52
14.38
14.25
14.14
14.03
13.92
13.78

**Einbaudaten:**Probenfläche A [cm<sup>2</sup>]: A = 100Probenhöhe h<sub>0</sub> [cm]: h<sub>0</sub> = 4.49Einbaumasse m<sub>f</sub> [g]: m<sub>f</sub> = 739.89Einbauwassergehalt w<sub>0</sub>: w<sub>0</sub> = 0.425Korndichte ρ<sub>s</sub> [g/cm<sup>3</sup>]: ρ<sub>s</sub> = 2.68

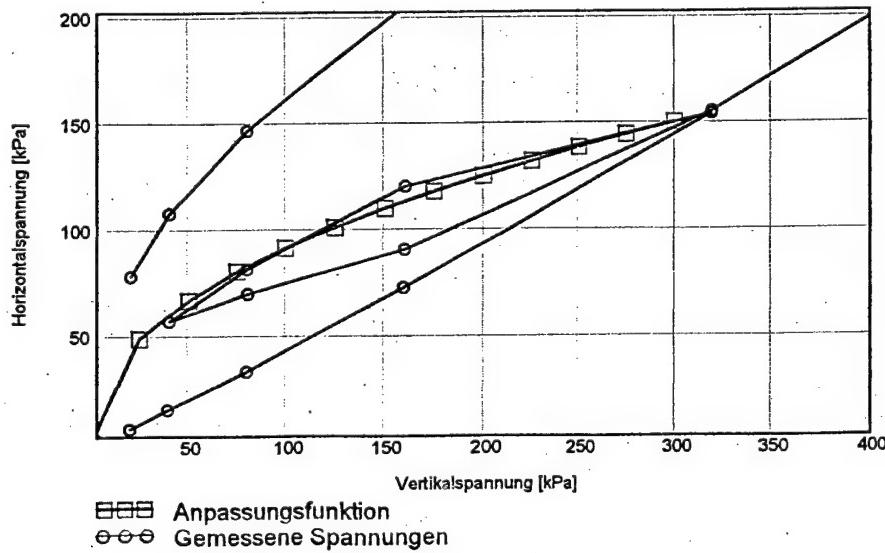
Gemessene Vertikal- und HorizontalspannungenGemessene Vertikalspannungen und Mittelwerte der Horizontalspannungen

Gemessene Spannungen und berechnete Horizontalspannungen

a) für die Maximalspannung

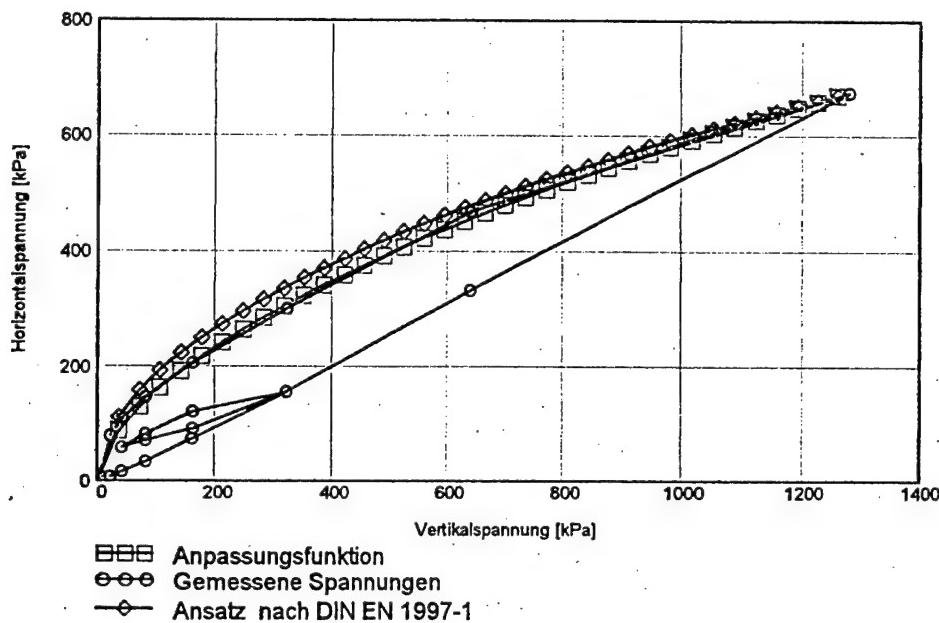


b) für den Erstbelastungsast

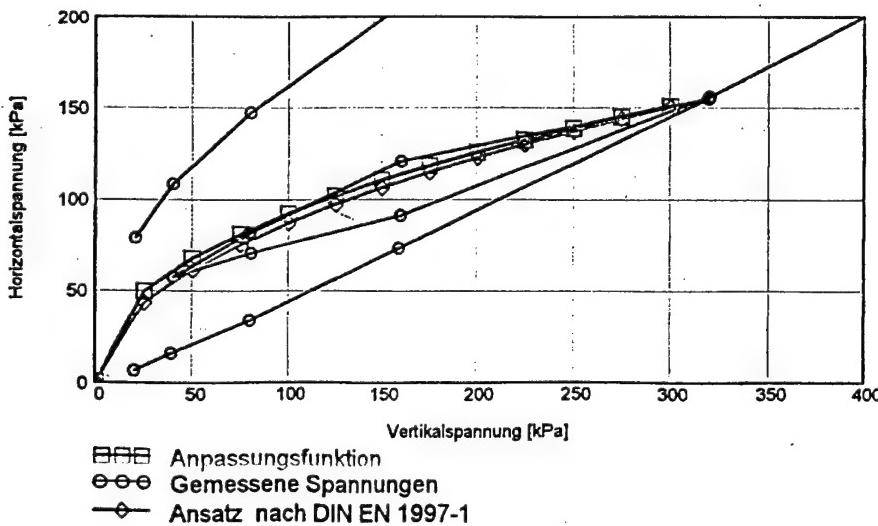


Vergleich der gemessenen Spannungen mit dem vorgeschlagenen und einem einfachen Ansatz

a) für die Maximalspannung



b) für den Erstbelastungsast

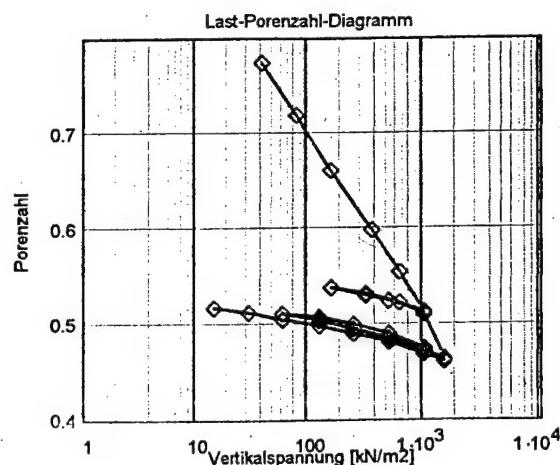


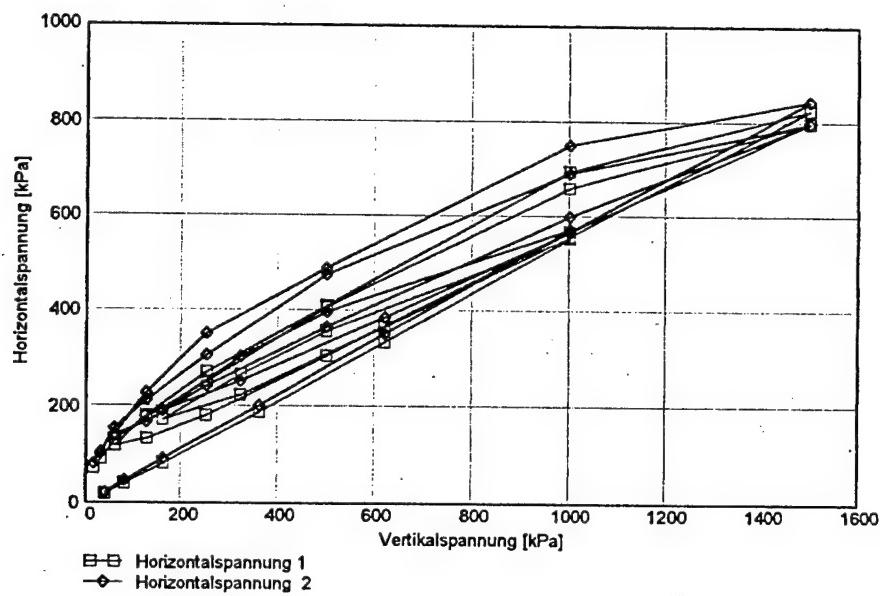
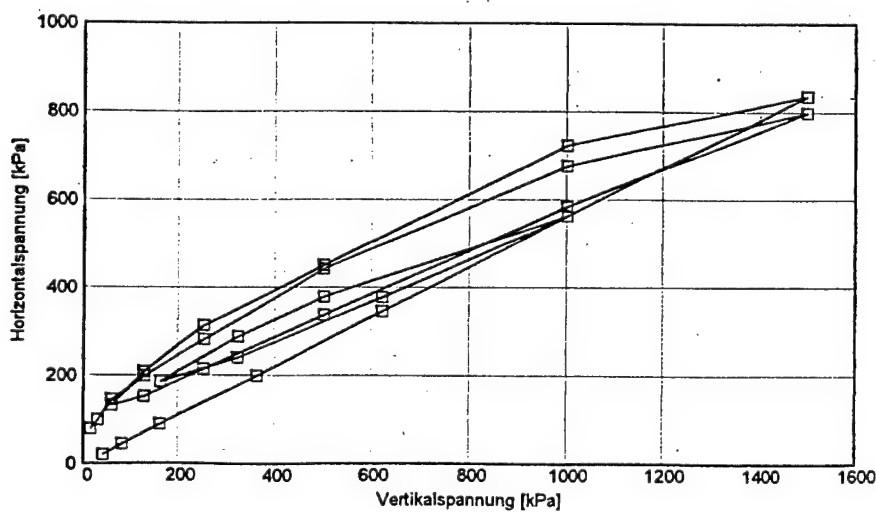
## Versuch DiTo - 003

Versuchsdaten:

Vertikalspannung [kPa]:      Horizontalspannung 1[kPa]      Horizontalspannung 2[kPa]      Setzung [mm]

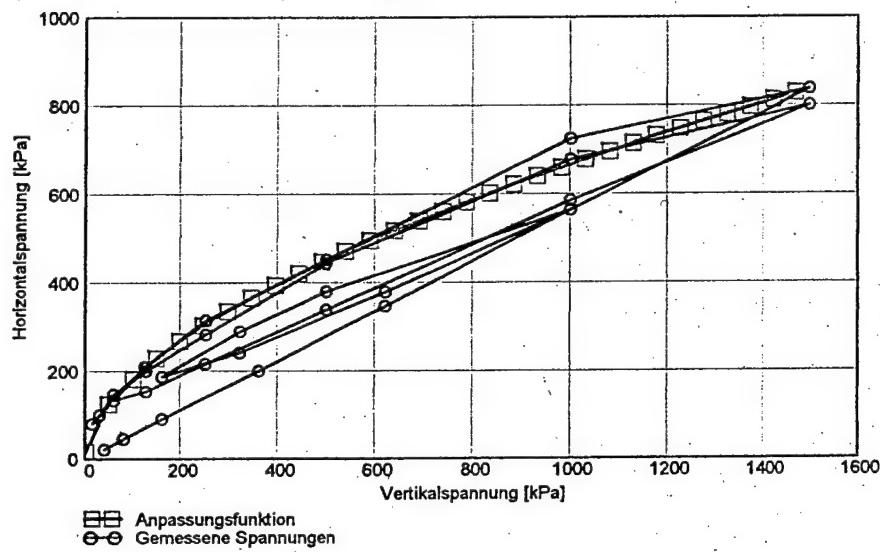
$\sigma_{1_i} :=$	$\sigma_{31_i} :=$	$\sigma_{32_i} :=$	$s_i :=$
39.4	17.5	21.1	8.485
79.8	39.9	45.7	9.388
159.5	82.5	93	10.354
359.4	190.2	204.1	11.378
619.5	335.3	353.1	12.094
999.6	552	571.4	12.779
500.1	358	396.9	12.586
320.2	267.6	305.5	12.505
160.3	174.1	193.1	12.367
319.6	224.6	253.2	12.47
620	366	385.8	12.63
999.1	555.8	566.8	12.831
1499.2	824.4	843.9	13.593
1000	694.2	749.4	13.467
500.3	409.4	488.3	13.243
250.6	272.1	352.4	13.078
125.2	182.8	230.3	12.944
59.6	118.3	143.1	12.82
125.6	133.4	168.9	12.88
249.9	182	244	13
499.3	305.7	366.2	13.16
999.1	566.4	598.6	13.42
1499	797.5	797.9	13.64
1000	658.4	690.5	13.52
500	407.4	474.9	13.31
250.4	252.4	307.4	13.16
125.4	178.8	214.8	13.03
59.8	130.9	156.3	12.92
30.2	90.7	105.1	12.8
14.9	72.6	81.6	12.72

Einbaudaten:Probenfläche A [cm<sup>2</sup>]:    A = 100Probenhöhe h<sub>0</sub> [cm]:    h<sub>0</sub> = 3.772Einbaumasse m<sub>f</sub> [g]:    m<sub>f</sub> = 635.09Einbauwassergehalt w<sub>0</sub>: w<sub>0</sub> = 0.438Korndichte ρ<sub>s</sub> [g/cm<sup>3</sup>]:    ρ<sub>s</sub> = 2.68

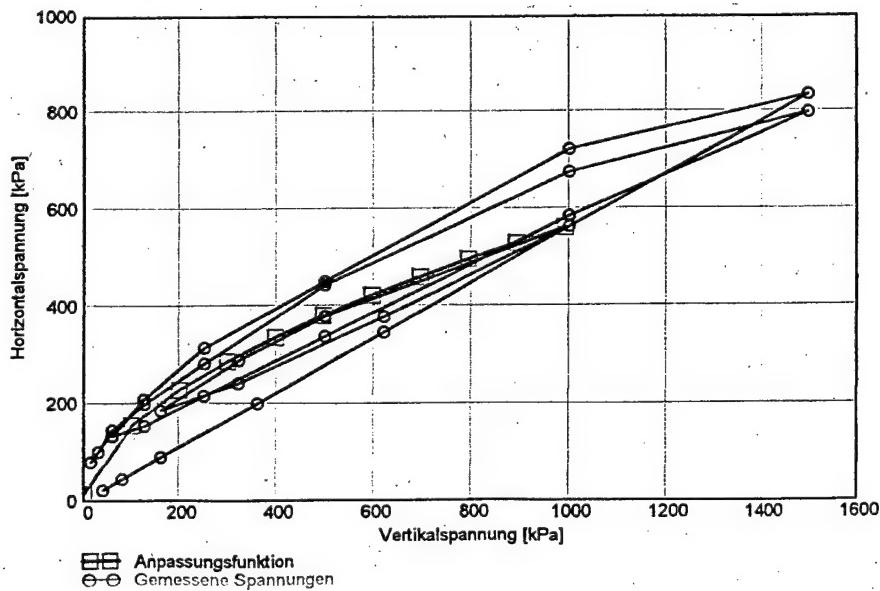
Gemessene Vertikal- und Horizontalspannungen:Gemessene Vertikalspannungen und Mittelwerte der Horizontalspannungen:

Gemessene Spannungen und berechnete Horizontalspannungen

a) für die Maximalspannung

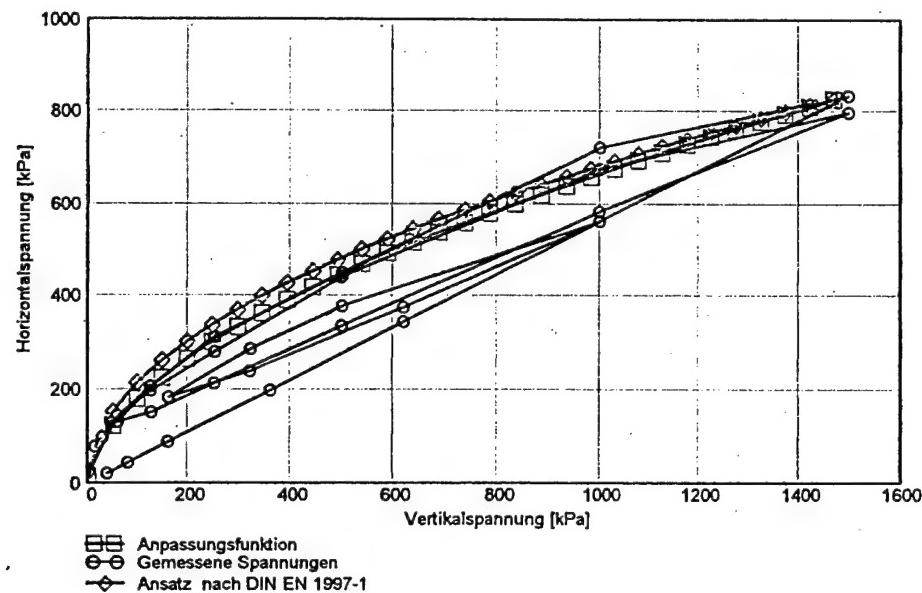


b) für den Erstbelastungsast

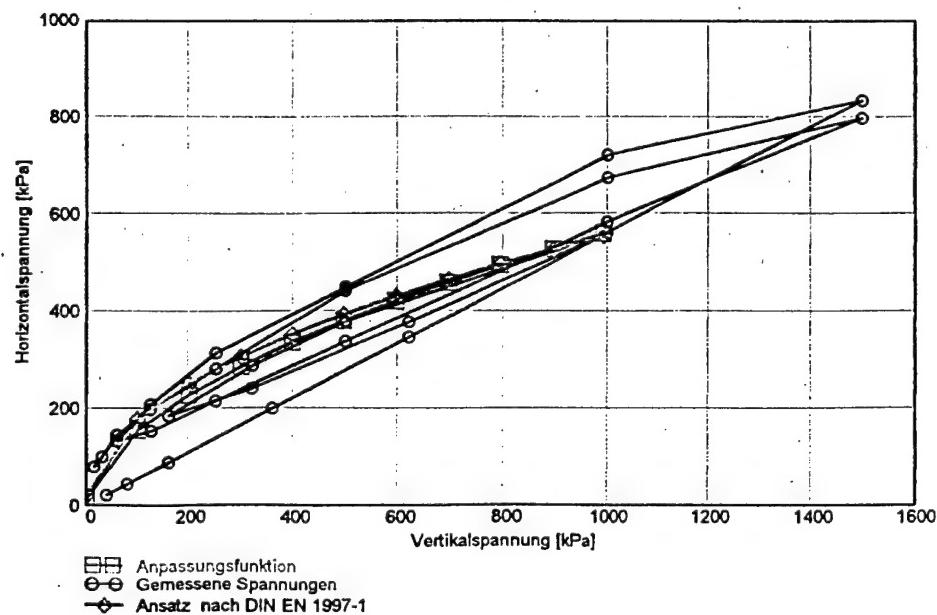


Vergleich der gemessenen Spannungen mit dem vorgeschlagenen und einem einfachen Ansatz

a) für die Maximalspannung



b) für den Erstbelastungsast



**Versuch WQT - 001**

Blatt 1 von 4

Versuchsdaten:

Vertikalspannung [kPa]:      Horizontalspannung 1[kPa]      Horizontalspannung 2[kPa]      Setzung [mm]

 $\sigma_{1_i} :=$ 

20.01
39.39
40.24
79.63
159.7
80.05
40.03
19.80
39.60
79.84
159.9
319.6
639.6
1279
640.6
320.6
160.5
79.63
40.24
20.01
10.01
1.277

 $\sigma_{31_i} :=$ 

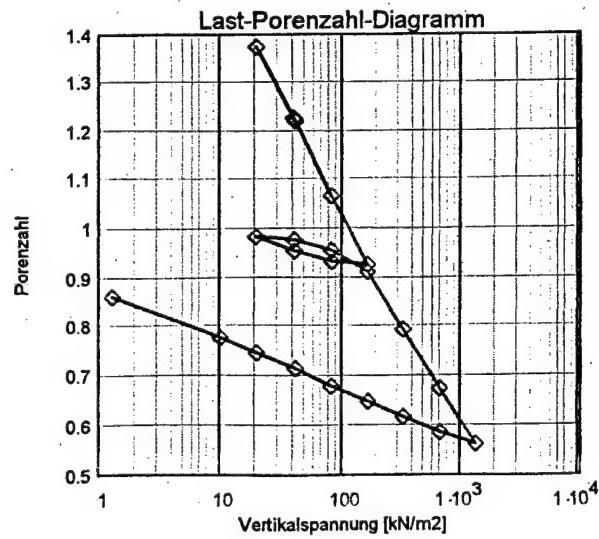
13.13
25.47
26.42
55.14
110.8
92.88
63.53
41.14
44.46
59.89
107.2
228.5
483.9
1038
811.2
520.9
330.8
196.4
129.1
89.08
64.87
31.72

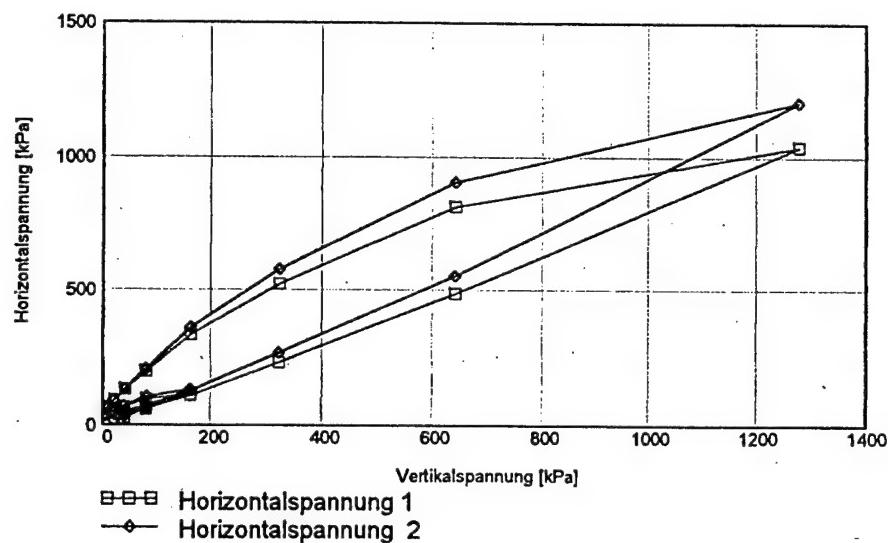
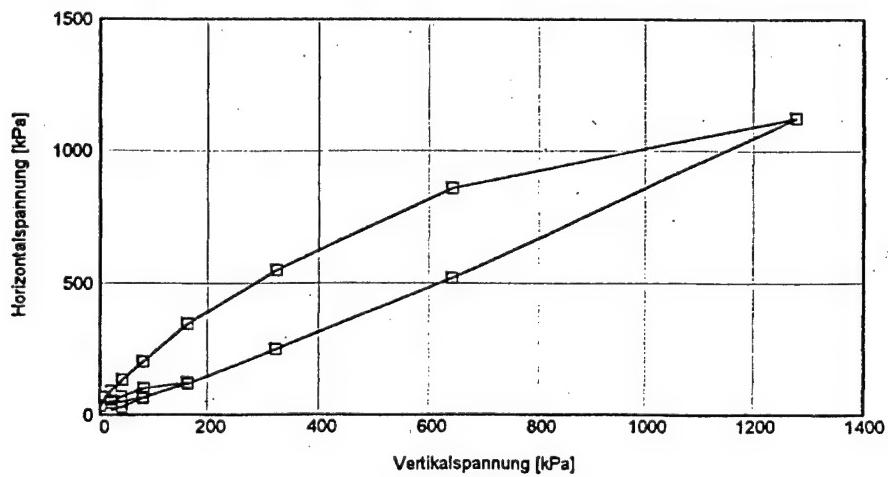
 $\sigma_{32_i} :=$ 

15.77
29.73
30.52
62.70
129.8
102.7
69.79
47.40
49.53
68.22
124.2
264.9
550.7
1205
904.8
575.1
357.0
205.2
131.4
88.17
63.33
30.36

 $s_i :=$ 

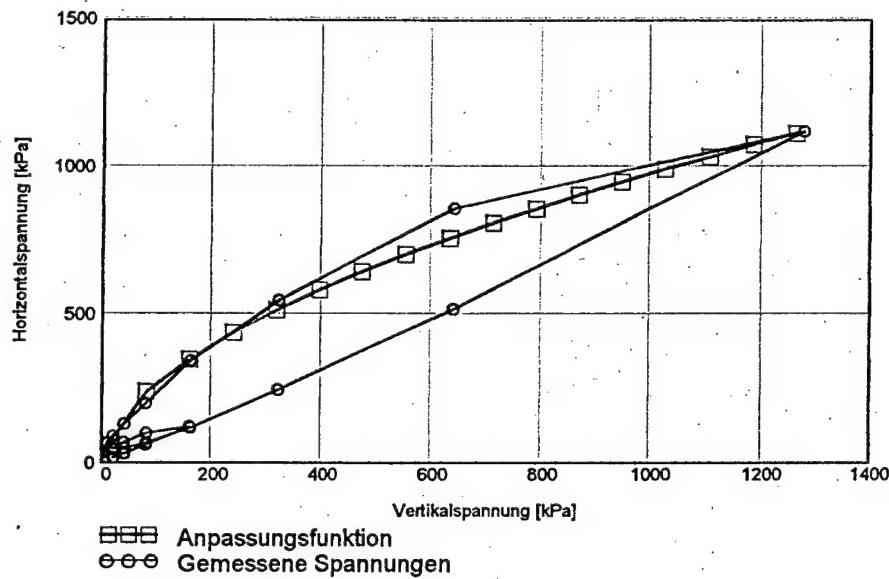
9.658
11.31
11.37
13.1
14.69
14.62
14.37
14.04
14.12
14.36
14.85
16.17
17.53
18.80
18.52
18.17
17.83
17.47
17.06
16.72
16.37
15.42

Einbaudaten:Probenfläche A [cm<sup>2</sup>]:    A = 100Probenhöhe h<sub>0</sub> [cm]:    h<sub>0</sub> = 3.64Einbaumasse m<sub>f</sub> [g]:    m<sub>f</sub> = 532.04Einbauwassergehalt w<sub>0</sub>: w<sub>0</sub> = 0.749Korndichte ρ<sub>s</sub> [g/cm<sup>3</sup>]:    ρ<sub>s</sub> = 2.7

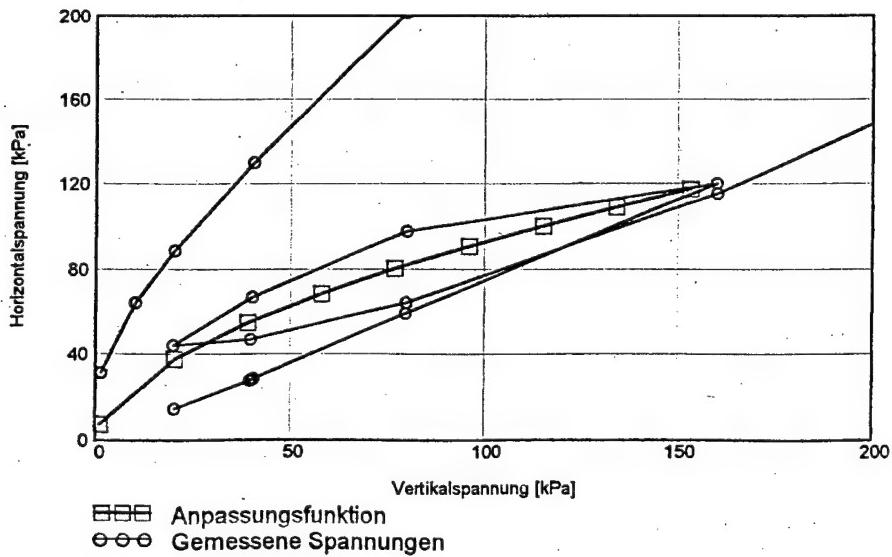
Gemessene Vertikal- und Horizontalspannungen:Gemessene Vertikalspannungen und Mittelwerte der Horizontalspannungen:

Gemessene Spannungen und berechnete Horizontalspannungen

a) für die Maximalspannung

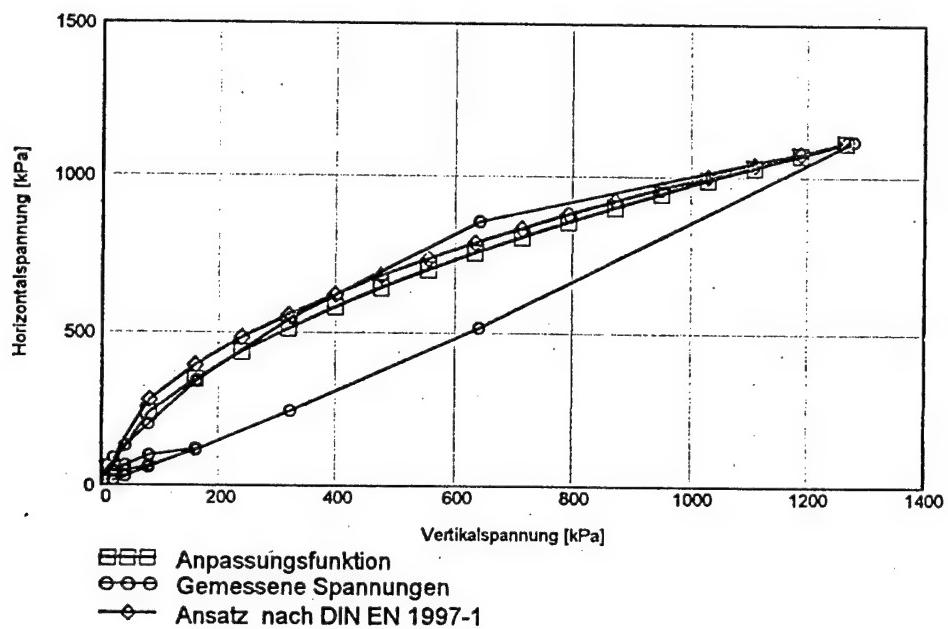


b) für den Erstbelastungsast

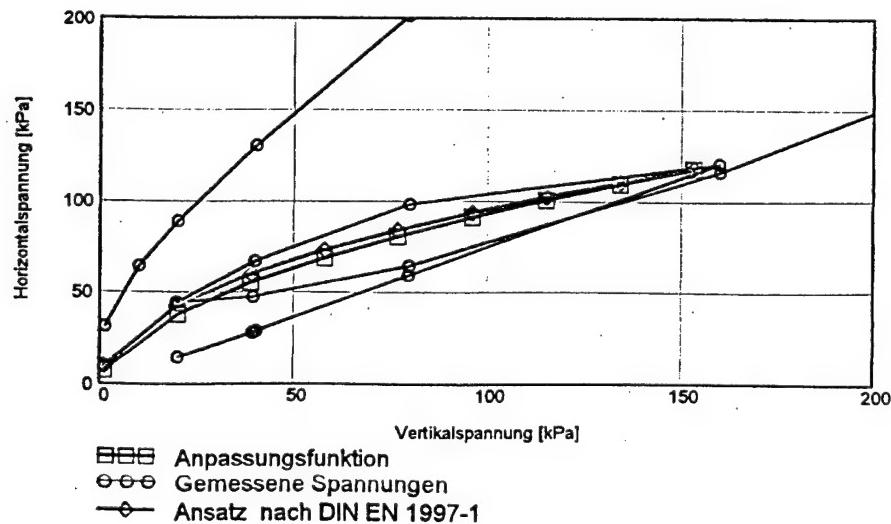


Vergleich der gemessenen Spannungen mit dem vorgeschlagenen und einem einfachen Ansatz

a) für die Maximalspannung



b) für den Erstbelastungsast



## Versuch WQT - 007

Blatt 1 von 4

Versuchsdaten:

Vertikalspannung [kPa]    Horizontalspannung 1[kPa]    Horizontalspannung 2[kPa]    Setzung [mm]

 $\sigma_{1_i} :=$ 

48.5
100.5
201.0
399.4
797.9
399.4
201.0
100.5
201.0
400.3
800.5
1597.6
800.5
402.0
201.0
102.2

 $\sigma_{31_i} :=$ 

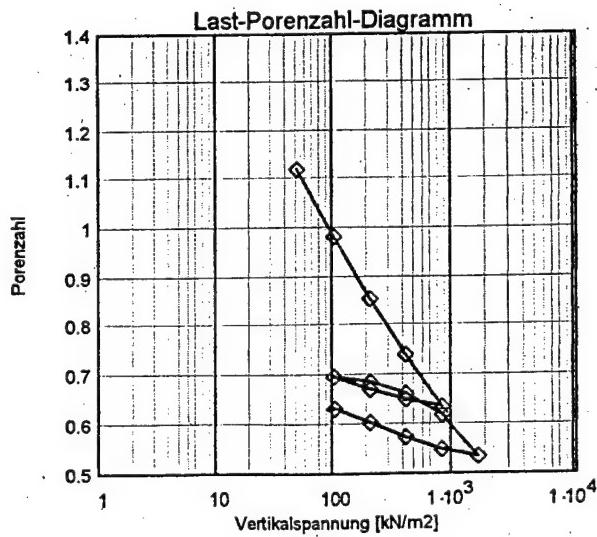
31.6
72.2
156.4
330.1
686.8
512.3
335.4
212.3
244.1
372.5
691.1
1424.3
1054.4
681.7
427.8
268.1

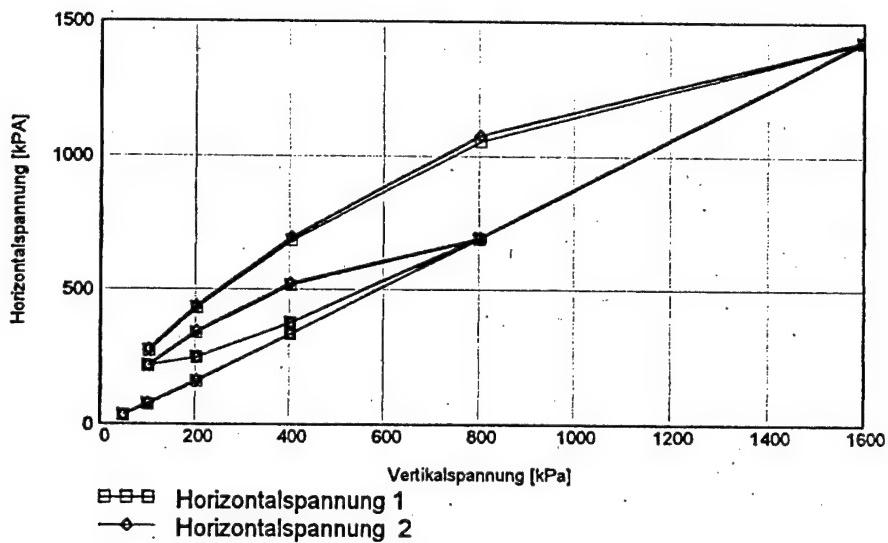
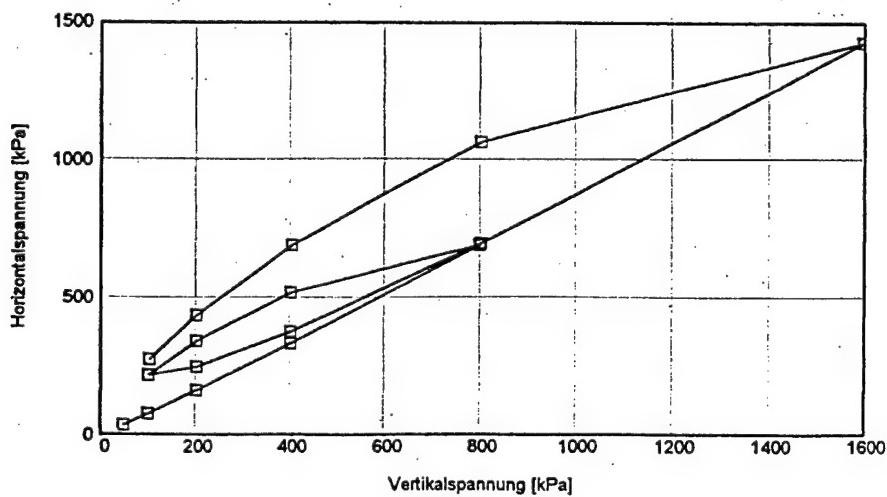
 $\sigma_{32_i} :=$ 

33.5
74.7
159.0
331.8
690.9
521.6
343.0
215.1
245.1
373.7
695.7
1431.6
1074.8
696.4
436.7
274.7

 $s_i :=$ 

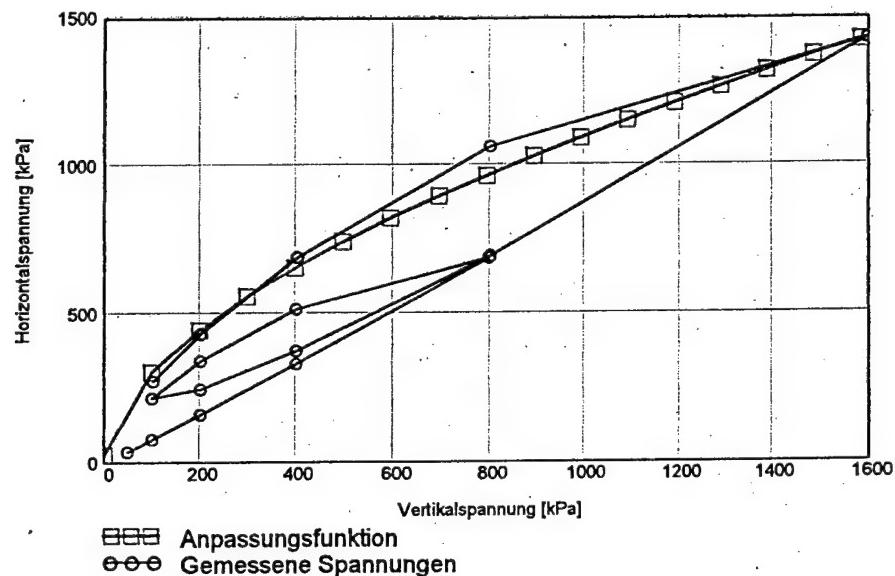
5.712
7.156
8.494
9.701
10.799
10.660
10.439
10.158
10.271
10.522
10.981
11.873
11.723
11.464
11.152
10.839

Einbaudaten:Probenfläche A [cm<sup>2</sup>]: A = 25Probenhöhe h<sub>0</sub> [cm]: h<sub>0</sub> = 2.8Einbaumasse m<sub>f</sub> [g]: m<sub>f</sub> = 114.78Einbauwassergehalt w<sub>0</sub>: w<sub>0</sub> = 0.618Korndichte ρ<sub>s</sub> [g/cm<sup>3</sup>]: ρ<sub>s</sub> = 2.7

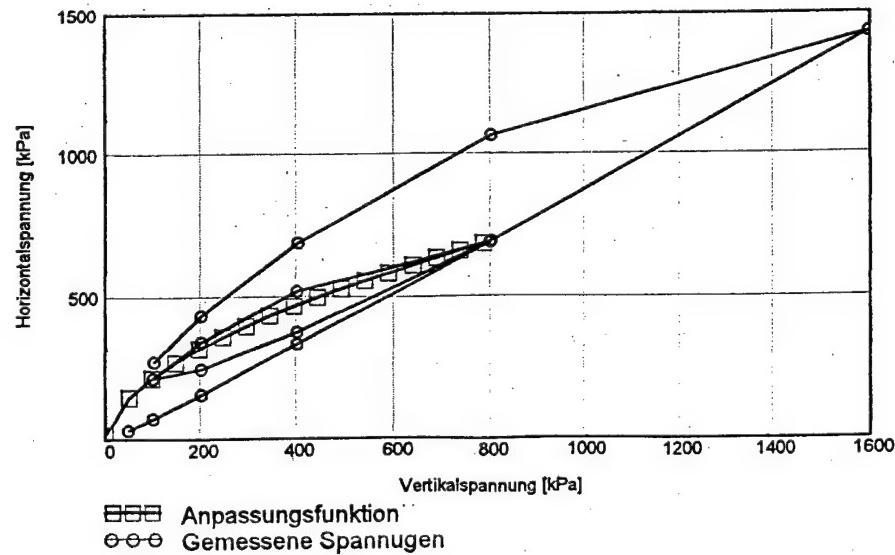
Gemessene Vertikal- und Horizontalspannungen:Gemessene Vertikalspannungen und Mittelwerte der Horizontalspannungen:

Gemessene Spannungen und berechnete Horizontalspannungen:

a) für die Maximalspannung

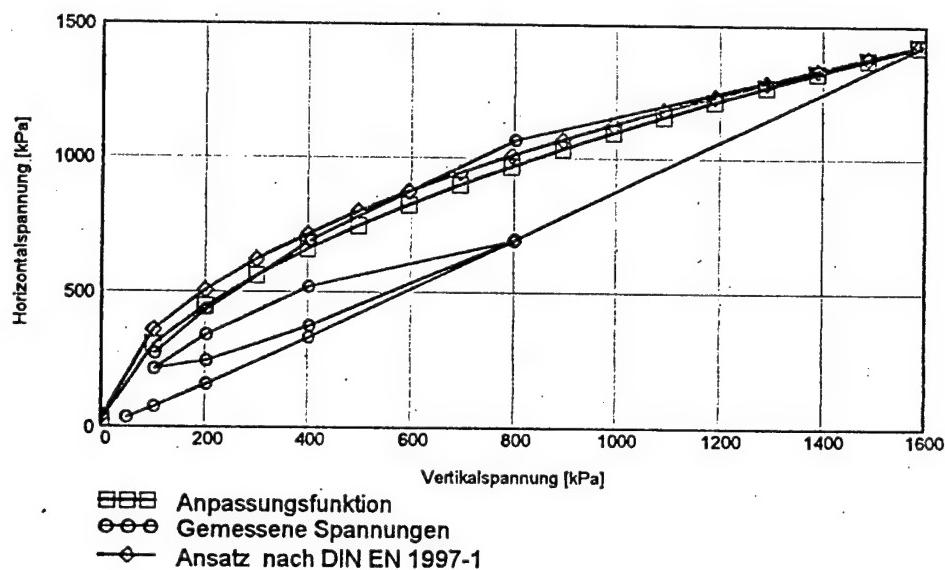


b) für den Erstbelastungsast

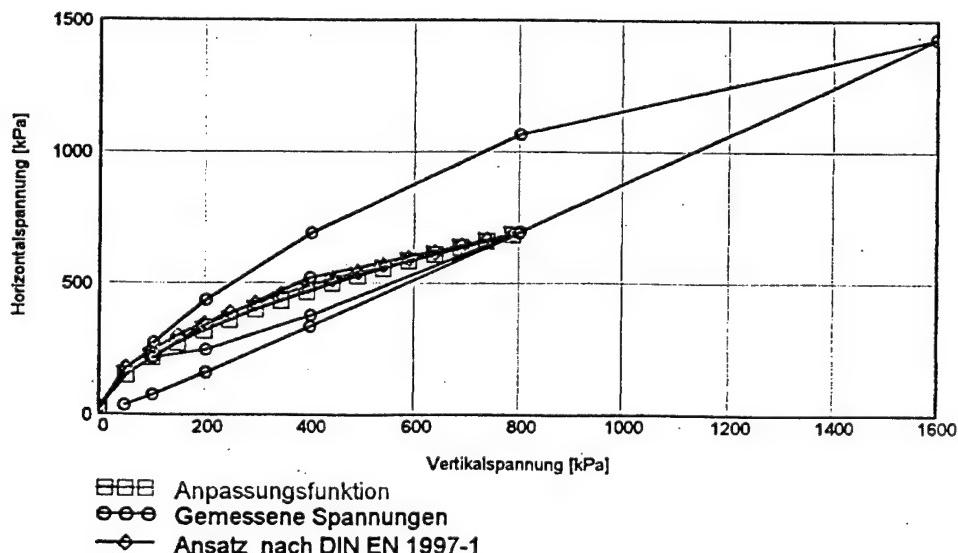


Vergleich der gemessenen Spannungen mit dem vorgeschlagenen und einem einfachen Ansatz

a) für die Maximalspannung



b) für den Erstbelastungsast

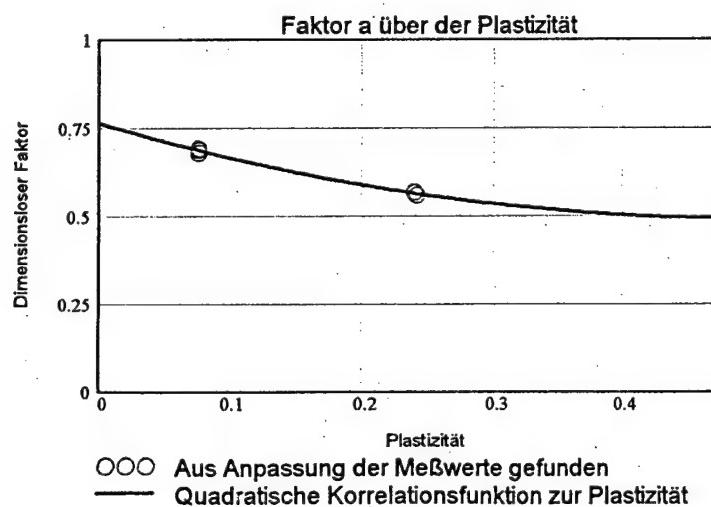


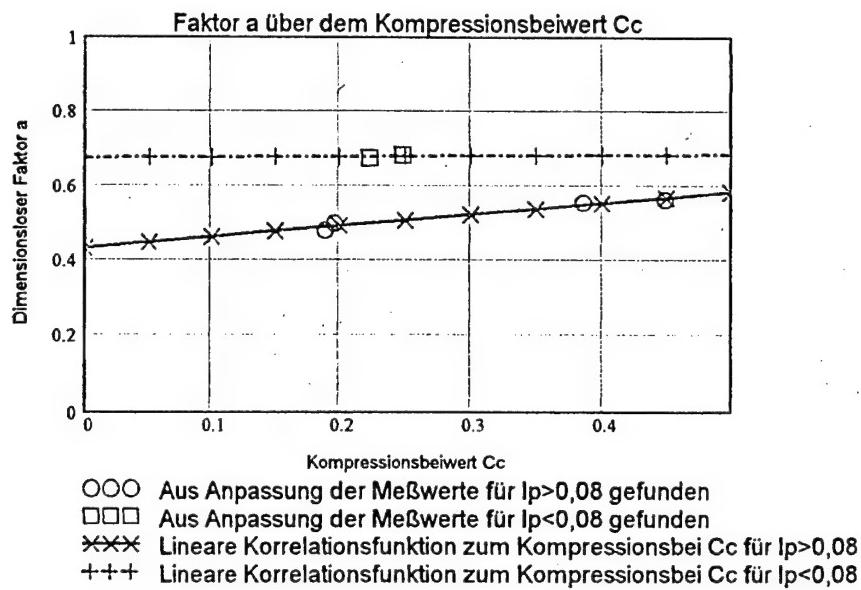
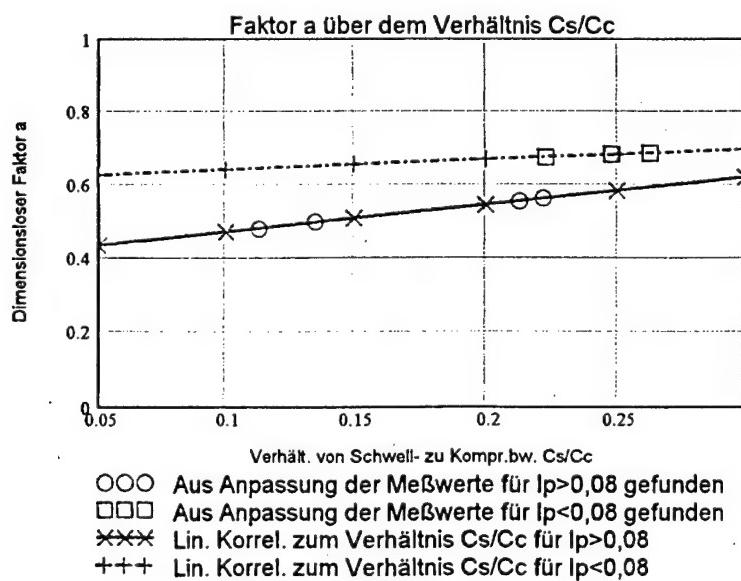
## Korrelation des Faktors a mit bodenmechanischen Kenngrößen

Blatt 1 von 2

Zusammenstellung der für die Korrelationen benutzten Daten:

Versuch	$I_p$	$C_c$	$C_s$	$C_s/C_c$	a	$\sin(\phi'_i)$	$(1-C_s/C_c)*a$
BT IV 002	0,076	0,17	0,041	0,263	0,69	0,515	0,509
BT IV 002b	0,076	0,17	0,042	0,248	0,687	0,515	0,517
BT IV 006	0,076	0,082	0,018	0,223	0,679	0,515	0,528
DiTo 002	0,48	0,189	0,021	0,113	0,484	0,322	0,429
DiTo 003	0,48	0,196	0,026	0,135	0,502	0,322	0,434
WQT 001	0,24	0,449	0,1	0,222	0,566	0,319	0,440
WQT007	0,24	0,386	0,082	0,213	0,559	0,319	0,440

a) Korrelation zur Plastizitätszahl  $I_p$ :

b) Korrelation zum Kompressionsbeiwert  $c_c$ :c) Korrelation zum Verhältnis von Schwell- zu Kompressionsbeiwert  $c_s/c_c$ :

# **Zum Einfluß negativer Porenwasserspannungen auf die Standsicherheit von Einschnittsböschungen in überkonsolidierten Böden**

Peter Schick

## **Inhaltsverzeichnis**

Verwendete Symbole .....	2
Abbildungsverzeichnis .....	3
Kurzfassung / Summary .....	4
1 Einführung und Problemstellung .....	5
2 Grundlagen .....	7
2.1 Wegabhängige Scherfestigkeit .....	7
2.2 Ruhedruck .....	11
2.2.1 Übersicht .....	11
2.2.2 Ruhedruckbeiwert im normalkonsolidierten Zustand $K_{0nc}$ .....	12
2.2.3 Überkonsolidierungsverhältnis OCR .....	13
2.3 Schwellverhalten, Entfestigung und Porenwasserdruckausgleich .....	15
2.4 Negative Porenwasserspannungen in Böden .....	17
3 Berechnung der Standsicherheit .....	25
3.1 Anfangszustand - Endzustand .....	25
3.2 Strömungen im Böschungsbereich .....	25
3.3 Blockgleitverfahren .....	26
4 Ergebnisse der Berechnungen .....	30
4.1 Standsicherheitsdiagramme aus Blockgleit-Berechnungen .....	30
4.2 Einfluss von Unterdruck und Ruhedruckbeiwert .....	31
4.3 Korrelation zwischen Berechnungsannahmen und -ergebnissen .....	32
5 Ausblick .....	34
Literaturverzeichnis .....	35
Anlagenverzeichnis .....	37

## **Anlagen**

Abb. A-1 bis A-9	Erforderliche Scherparameter und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für verschiedene Werte von Böschungsneigung, Ruhedruckbeiwert und Porenwasserunterdruck
------------------	---

## Verwendete Symbole

<u>Symbol</u>	<u>Dimension</u>	<u>Bedeutung</u>
---------------	------------------	------------------

### Lateinische Buchstaben

AEV	[F/L <sup>2</sup> ]	Luftfeintrittswert
b, B	[L]	Abmessung
c	[F/L <sup>2</sup> ]	Kohäsion (Index c...scheinbare Kohäsion, P...Peak, R...Rest)
C	[F/L]	Kohäsionskraft
d	[L]	Korndurchmesser <u>oder</u> (Schicht-)dicke
e	[1]	Porenzahl <u>oder</u> Basis des natürlichen Logarithmus 2,71828...
E <sub>i</sub>	[F/L]	Erddruckkraft (Index: i... Teilfläche beim Blockgleitverfahren, 0...Ruhedruck)
1/f	[1]	Ausnutzungsgrad der Bemessungswiderstände
G	[F/L]	Gewichtskraft
h <sub>k</sub>	[L]	Kapillare Steighöhe
h	[L]	Teilpotential des Wassers im Boden (Indizes: g...Gravitations-, m...Matrix-, os...osmotisches Potential)
H	[L]	Gesamtpotential des Wassers im Boden <u>oder</u> Böschungshöhe
k	[L/T]	Wasser durchlässigkeit beiwert nach DIN 18130
K <sub>i</sub>	[1]	Geometrie-Beiwert in Grenzzustandsgleichung 3.4-1 (Index wie zugehörige Kraft)
K <sub>0cc</sub>	[1]	Ruhedruckbeiwert überkonsolidierter Böden
m	[1]	Parameter in den pF-Gleichungen 2.4-5 und 2.4-6
n	[1]	Porenanteil oder Parameter in den pF-Gleichungen 2.4-5 und 2.4-6
OCR	[1]	Überkonsolidierungsverhältnis
p'	[F/L <sup>2</sup> ]	Mittlere Hauptspannung
q	[F/L <sup>2</sup> ]	Differenz der größten und kleinsten Hauptspannung
r	[L]	Radius (Index: kav...eines Kavitationskerns, kap... einer Kapillare, p... äquivalenter Porenradius)
S <sub>w</sub>	[F/L <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit des Wassers
S <sub>r</sub>	[1]	Sättigungsgrad des Bodens
t	[T]	Zeit
T <sub>w</sub>	[F/L]	Oberflächenspannung des Wassers
ΔT	[F/L]	Zusatzkraft in antreibender Richtung beim Blockgleitverfahren
u	[F/L <sup>2</sup> ]	Porendruck (Index a...Luft, w...Wasser, 0...Porenwasserunterdruck in GOK beim Blockgleitverfahren)
U <sub>i</sub>	[F/L]	Porenwasserdruckkraft auf Teilfläche i beim Blockgleitverfahren
w	[1]	Wassergehalt nach DIN 18121 (Index L: Fließgrenze, P: Ausrollgrenze, S: Schrumpfgrenze nach DIN 18122)
w <sub>v</sub>	[1]	Wassergehalt nach DIN 19683, weitere Indizes: r...Residualwassergehalt bei sehr großen Saugspannungen, s...bei Sättigung
z	[L]	Ortshöhe, Höhe gegenüber einem Bezugspunkt

### Griechische Buchstaben

α	[1]	Gleitflächenneigung beim Blockgleitverfahren <u>oder</u> Benetzungswinkel zwischen Flüssigkeit und Feststoff <u>oder</u> Parameter in den pF-Gleichungen 2.4-5 und 2.4-6
β	[1]	Böschungsneigung
γ	[F/L <sup>3</sup> ]	Wichte (Index w...des Wassers, d...Trocken-)
Δ...	[Dim ...]	Differenz von ...

$\xi$	[1]	Bezogene Lage der Lamellengrenze beim Blockgleitverfahren
$\Theta$	[1]	Effektive Sättigung
$\varphi'$	[1]	Effektiver Reibungswinkel (Index P...Peak, R...Rest)
$\rho$	[ $F/L^3$ ]	Dichte (Index w...des Wassers, d...Trocken-)
$\sigma$	[ $F/L^2$ ]	Normalspannung (Index 1,2,3: Hauptspannungen)
$\tau$	[ $F/L^2$ ]	Schubspannung
$\psi_i$	[ $F/L^2$ ]	Teilpotential des Wassers im Boden (Indizes: g...Gravitations-, m...Matrix-, os...osmotisches Potential)
$\Psi$	[ $F/L^2$ ]	Gesamtpotential

## Abbildungsverzeichnis

- Abb. 2.1-1 Verhalten überkonsolidierter Böden im Rahmenscherversuch  
 Abb. 2.1-2 Spannungspfade überkonsolidierter Böden im  $q-p'-e$  - Diagramm für axialsymmetrische Spannungszustände  
 Abb. 2.1-3 Grenzbedingung für OC-Böden mit Entfestigungsverhalten nach Abb. 2.1-1  
 Abb. 2.1-4 Peak- und Restwerte der effektiven Scherparameter verschiedener feinkörniger OC-Böden nach Literaturangaben: a) Plastizitätsdiagramm, b) Aktivitätsdiagramm, c)  $\tan \varphi'_P / \tan \varphi'$  in Abhängigkeit zu  $I_P$ , d)  $c'_P$  in Abhängigkeit von OCR
- Abb. 2.2-1  $\sigma_1-\sigma_3$ -Diagramm der eindimensionalen Kompression
- Abb. 2.3-1 Druck-Porenzahl-Diagramme, a) einfach logarithmisch, b) doppelt-logarithmisch
- Abb. 2.4-1 Größenordnungen von Poren, Körnern und weiteren Kennwerten von Böden  
 Abb. 2.4-2  $pF$ -Kurven gemäß Gl. 2.4-6 und Definition des AEV-Wertes  
 Abb. 2.4-3 Beziehungen zwischen den Druckeinheiten, in denen  $pF$ -Kurven üblicherweise angegeben werden  
 Abb. 2.4-4 AEV-Werte und zugehöriger Sättigungsgrad nach Angaben aus der Literatur
- Abb. 3.3-1: Beobachtete und berechnete Bruchmechanismen in überkonsolidierten feinkörnigen Böden aus der Literatur  
 Abb. 3.3-2: Gewählte Bruchgeometrie für das Blockgleitverfahren  
 Abb. 3.3-3: Angenommener Wasserdruckverlauf im Anfangszustand  
 Abb. 3.3-4: Kräfte am Blockgleit-Modell
- Abb. 4.1-1: Standsicherheitsdiagramm (Beispiel)
- Abb. 4.2-1: Einfluß des Ruhedruckbeiwertes auf den erforderlichen Reibungswinkel für verschiedene Unterdrücke im Falle  $c' = 0$  und  $\beta = 30^\circ$   
 Abb. 4.2-2: Einfluß des Unterdruckes auf den erforderlichen Reibungswinkel für verschiedene Ruhedruckbeiwerte im Falle  $c' = 0$  und  $\beta = 30^\circ$

## Kurzfassung / Summary

Für die Berechnung der Standsicherheit von Einschnittsböschungen in überkonsolidierten feinkörnigen Böden kommt der Betrachtung des Ruhedruckes, des Schwell- und Entfestigungsverhaltens sowie der auftretenden Porenwasserunterdrücke große Bedeutung zu. Mit kommerzieller Software, bei der die Standsicherheit mittels Variation definierter Gleitkörpergeometrie und daran angesetzten konstanten Scherparametern berechnet wird, werden die auftretenden Effekte oftmals nicht ausreichend erfasst. Dies gilt bei unzureichenden Stoffgesetzen auch für FE-Berechnungen.

Im Vordergrund der vorliegenden Untersuchung stehen mechanisch einfache Blockgleitberechnungen, bei denen die o.g. Einflüsse in überschaubarer Weise nachvollzogen werden können. Besonderer Wert wurde auf die Einbeziehung möglicher Porenwasserunterdrücke und Ruhe- druckbeiwerte und deren Einfluss auf die Standsicherheit gelegt. Die Ergebnisse wurden in Form der bekannten Standsicherheitsdiagramme mit dimensionslosen Größen zusammengefasst.

Calculating the factor of safety of cutting slopes in overconsolidated fine grained soils, the following considerations are important: Earth pressure at rest, swelling and reduction of strength and negative pore water pressure. The factor of safety often is calculated with commercial software using the method of variation of geometry of sliding mechanism with constant shearing parameters. Normally the three above mentioned considerations are not taken into account in safety analyses. This is also true for FE-calculations, if the material law is deficient.

In the following article, mechanically simple sliding mechanisms have been used, especially taking into account different values of earth pressure at rest and negative pore water pressure. The opportunity of calculating with time- and displacement-dependent shear strength is easily recognizable. Well-known stability charts have been utilized to help present the results.

## 1 Einführung und Problemstellung

Die Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen ist eine alte und oft zu behandelnde Frage in der Bodenmechanik. Die DIN 4084 bzw. DIN V 4084-100 stellen bewährte und ausgereifte Verfahren für die Standsicherheitsberechnung zur Verfügung. Diese gehören in die Gruppe der kinematischen Verfahren, d.h. es wird eine Bruchkinematik vorgegeben, für die die Standsicherheit (oder gleichwertig: der Ausnutzungsgrad der Widerstände) ermittelt wird. Durch "vollständige" Variation der Bruchkörpergeometrie wird diejenige Gleitfuge mit der kleinsten Sicherheit bzw. dem größten Ausnutzungsgrad gesucht. Dagegen ergibt sich bei den statischen Verfahren (in einfachen Sonderfällen gibt es geschlossene Lösungen, im Regelfall wird die Methode der finiten Elemente angewandt) die Bruchgeometrie und die Standsicherheit aus den ange setzten Randbedingungen. Ein Stoffgesetz, das das mechanische Verhalten des Baugrundes ausreichend genau wiedergibt, ist gemeinsam mit einer hinreichenden Baugrunderkundung in allen Fällen wesentliche Voraussetzung für die Übereinstimmung von Rechenergebnissen und Realität.

Die Versagensprognose für Böschungen kann stets ausreichend genau getroffen werden, wenn die beiden letztgenannten Punkte - Baugrunderkundung und zutreffende Materialbeschreibung - zufriedenstellend gelöst sind. Der Einfluß unterschiedlicher Berechnungsverfahren ist dagegen von untergeordneter Bedeutung. Vorliegender Beitrag behandelt Elemente der zutreffenden Materialbeschreibung für den im Titel eingegrenzten Problemkreis.

Zeitlich weit zurückreichende Erfahrungen mit Einschnittsböschungen liegen aus England vor. In einer statistischen Auswertung wurden von PERRY (1989) Schäden an Einschnitts- und Dammböschungen auf Einflüsse aus Geologie, Alter und Geometrie untersucht.

SCHULZE UND KÖHLER (1998) weisen auf die Bedeutung von atmosphärischen Luftdruckschwankungen hin, die die Unterschiede zwischen Porenwasserdrücken im Baugrund und der Luftseite der Böschung vergrößern. Der Zusammenhang zwischen festgestellten Böschungs rutschungen und Regenfällen wird meist nur auf die Abnahme der scheinbaren Kohäsion bei zunehmender Wassersättigung zurückgeführt, könnte aber in feinkörnigen Böden geringer Durchlässigkeit durch die bei Regenfällen i.d.R. vorhandene atmosphärische Tiefdrucksituation verstärkt werden.

KRAHN u.a. (1989) beschreiben den Einfluß von Saugspannungen auf die Scherfestigkeit und zeigen anhand von Feldmessungen, dass die Saugspannungen in einem Böschungskörper

annähernd parallel zur Geländekontur verlaufen. Die Standsicherheit für eine gekrümmte und oberflächennahe Gleitfuge wird in Abhängigkeit der Kohäsion und des Unterdruckes dargestellt.

Ein aktuelles Beispiel zu dieser Thematik liefert BICZOK (1997). Er beschreibt die Standsicherheitsnachweise einer Einschnittsböschung in überkonsolidiertem Ton unter Berücksichtigung der zeitlichen Änderung des Porenwasserdruckes und der Scherfestigkeit. Wertvolle Hinweise auf das Verhalten der Böschung liefern u.a. Porenwasserdruck- und Verschiebungsmessungen.

## 2 Grundlagen

### 2.1 Wegabhängige Scherfestigkeit

Der Widerstand von Böden gegen Scherverformungen (Scherfestigkeit) ist von der Größe dieser Verformungen abhängig. Das Korngerüst überkonsolidierter Böden hatte sich bereits einem größeren Spannungsniveau angepaßt und lockert sich daher beim Abscheren auf. Im Bereich der entstehenden Scherfugen werden die in gegebenenfalls großen Zeiträumen entstandenen Bindungen zerstört und die Dichte verringert sich, so daß der Widerstand nach erreichen eines Maximums wieder abnimmt und nach langem Scherweg einen Restwert erreicht (Abb. 2.1-1). Bei schnellem undraniertem Abscheren verhindert das Porenwasser die Zunahme der Porenzahl und es entsteht ein Porenwasserunterdruck.

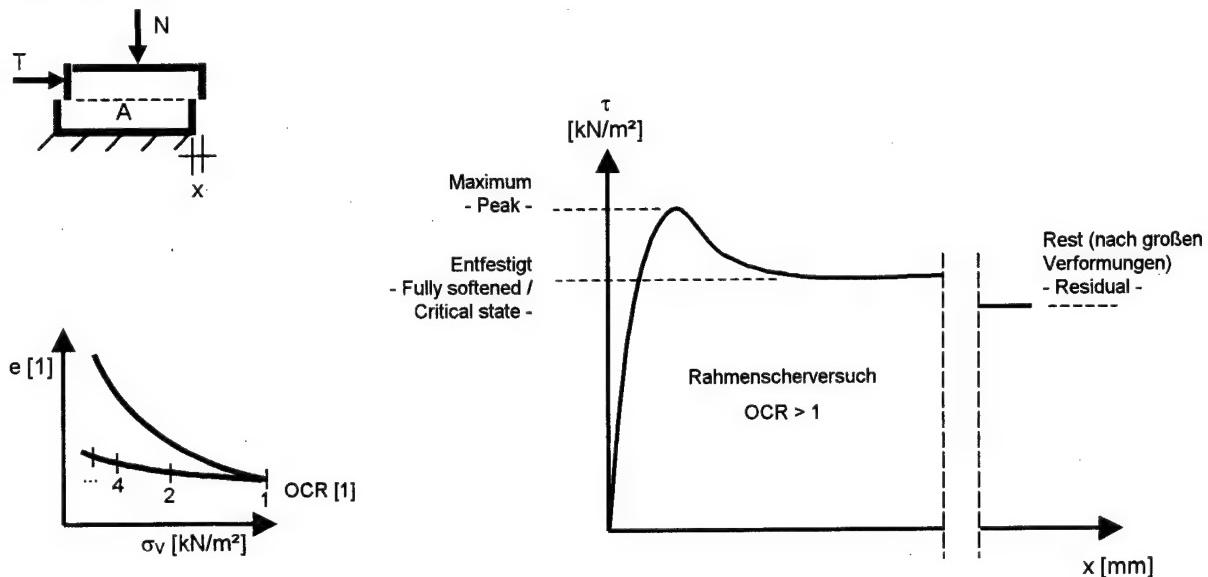


Abb. 2.1-1: Verhalten überkonsolidierter Böden im Rahmenscherversuch

Für axialsymmetrische Spannungszustände (Axialspannung  $\sigma_a$ , Radialspannung  $\sigma_r$ ) wird das  $q-p'$ -e-Diagramm gewählt (Abb. 2.2-2), wobei  $q := \sigma_a - \sigma_r$ ,  $p' = \sigma_a + 2 \sigma_r$ . Proben mit  $OCR > 1$  zeigen eine Peakfestigkeit (Reibungswinkel  $\varphi'_P$ , Kohäsion  $c'_P$ ), die größer ist als diejenige im entfestigten, "kritischen" Zustand (Reibungswinkel  $\varphi'_{cs} \leq \varphi'_P$ , Kohäsion  $c'_{cs} \approx 0$ ). Proben mit  $OCR = 1$  (normalkonsolidiertes Verhalten) weisen keinen Peak auf. Die Restfestigkeit (Reibungswinkel  $\varphi'_R \leq \varphi'_{cs}$ , Kohäsion  $c'_R = 0$ ) wird wegen der speziellen Versuchstechnik (Ringscherversuch oder Rahmenscherversuch mit mehrmaliger Wiederholung des Abschervorganges) selten angegeben, sie ist allerdings für Probleme mit großen Scherverformungen relevant. Da infolge des großen Scherweges die ehemals vorhandene Struktur im Bereich der Scherfuge zerstört wird,

ist  $\varphi'_R$  deutlicher als  $\varphi'_{cs}$  oder  $\varphi'_{P}$  von Klassifizierungskennwerten und der mineralogischen Zusammensetzung abhängig (CANCELLI (1981), Abb. 2.1-4).

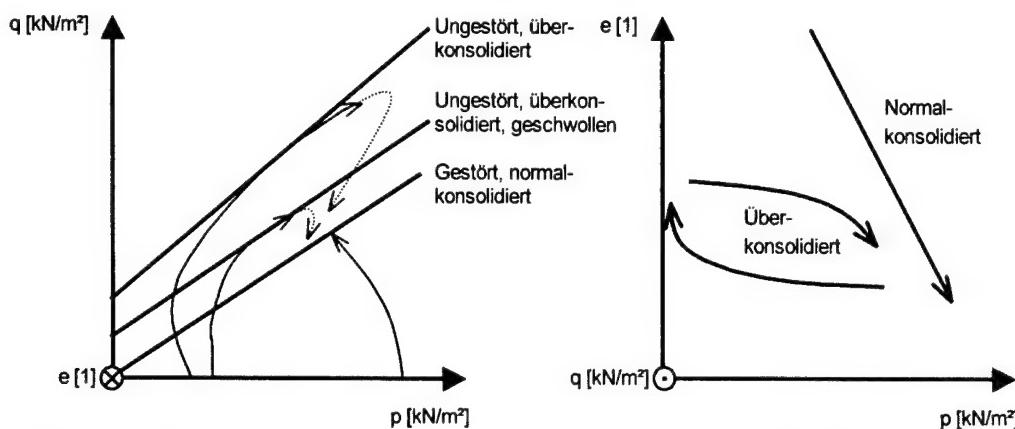


Abb. 2.1-2: Spannungspfade überkonsolidierter Böden im  $q-p'-e$ -Diagramm für axialsymmetrische Spannungszustände

Wegen der Verformungsabhängigkeit der Scherparameter können beim Böschungsbruch entlang der Scherfuge unterschiedlich große Widerstände mobilisiert werden. Dies führt beim Anwachsen der Einwirkungen dazu, daß erst nach dem Überschreiten der Peak-Festigkeit im Bereich des Böschungsfußes durch die Abnahme der Widerstände dann weitere Teile in den Grenzzustand gelangen (progressiver Bruch). CHOWDHURY et al (1987) zeigen anhand einer probabilistischen Untersuchung für reibungsfreies Material mit streuenden Werten für  $c'_P$  und  $c'_{cs}$ , daß die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit erheblich durch den Ansatz von wegabhängig abnehmenden Widerständen beeinflußt wird. POTTS et al (1997) konnten erst mit einem wegabhängigen Scherfestigkeitsansatz mit der FE-Methode den Mobilisierungs- und Verschiebungszustand in verschiedenen Stadien eines progressiven Bruchvorganges nachbilden.

Eine Zusammenstellung veröffentlichter Daten ergab für mehr als 20 verschiedene feinkörnige OC-Böden mit  $I_P \approx 15 \dots 55$  und  $I_A \approx 0,5 \dots 2$  ein Verhältnis der Reibungsbeiwerte im Peak- und Rest-Zustand von  $\tan \varphi'_P / \tan \varphi'_r = 1 \dots 3,5$  unabhängig von den Klassifizierungskennwerten. (Abb. 2.1-4). Die Reibungswinkel liegen zwischen  $10^\circ < \varphi'_P < 35$  und  $6^\circ < \varphi'_r < 34^\circ$  und nehmen mit der Plastizitätszahl und dem Massenanteil  $A(d<0,002\text{mm})$  ab. Die Kohäsion  $c'_P$  nimmt in Abhängigkeit von OCR teilweise Werte deutlich größer als  $100 \text{ kN/m}^2$  an, geht aber nach langem Scherweg in der Regel auf  $c'_r < 10 \text{ kN/m}^2$  und oft auf Null zurück. Eigene Auswertungen zeigten, daß die unkritische Ermittlung der Scherparameter durch lineare Regression der  $\tau(\sigma')$ -Daten teilweise auch negative Kohäsionswerte ergeben und die Regression unter der Bedingung  $c'_r = 0$  nicht zu wesentlich schlechteren Korrelationskoeffizienten führte. Daher ist es plausibel, im Residualzustand nach langem Scherweg von normalkonsolidiertem Scherverhalten mit  $c'_r = 0$  auszugehen und den Rest-Reibungswinkel  $\varphi'_r$  mit dieser Nebenbedingung zu ermitteln.

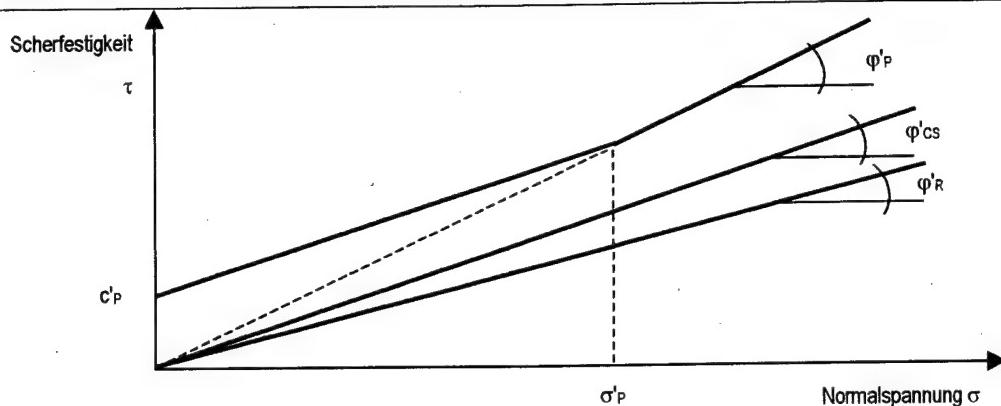
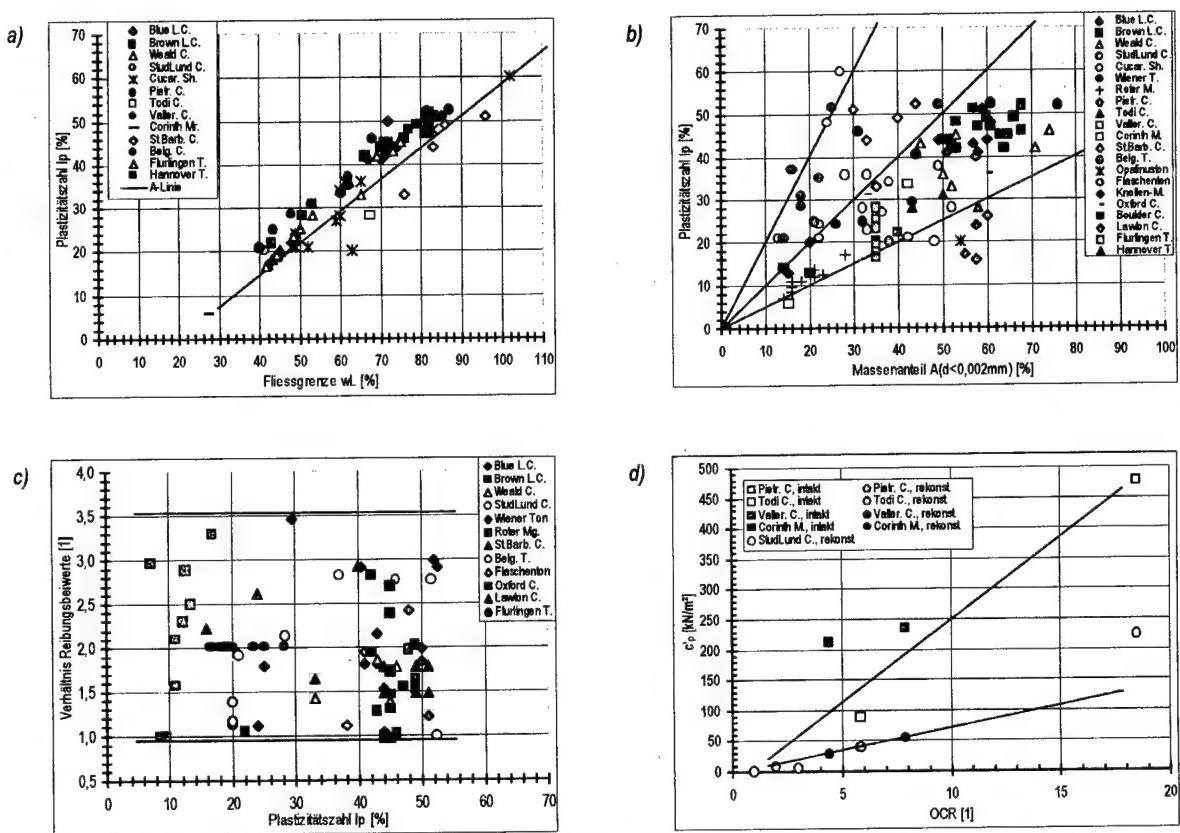


Abb. 2.1-3: Grenzbedingungen für OC-Böden mit Entfestigungsverhalten nach Abb. 2.1-1

Abb. 2.1-4: Peak- und Restwerte der effektiven Scherparameter verschiedener feinkörniger OC-Böden nach Literaturangaben: a) Plastizitätsdiagramm, b) Aktivitätsdiagramm, c)  $\tan \varphi'_p / \tan \varphi'$  in Abhängigkeit zu  $I_p$ , d)  $c'_p$  in Abhängigkeit von OCR

Die Peak-Grenzbedingung gibt aus diesen Gründen auch einen Hinweis auf die maximale Vorbelastungsspannung (pre-consolidation pressure  $\sigma'_p$ ). Bei Spannungen  $\sigma' < \sigma'_p$  liegt überkonsolidiertes Verhalten vor und der Boden weist eine Kohäsion auf. Liegen auch Versuchswerte mit  $\sigma' > \sigma'_p$  vor (sichtbar an  $c'_p = 0$ ), so kann anhand des Verlaufs der Grenzbedingung etwa die Größe von  $\sigma'_p$  abgelesen werden (Abb. 2.1-3).

Die teilweise erheblichen Streuungen der in Abb. 2.1-4 aufgeführten Daten hängt unter anderem auch mit den verschiedenen Versuchstechniken (Rahmen- und Kreisringscherversuche), der Probenbehandlung und den unterschiedlichen Schergeschwindigkeiten zusammen, die in der Literatur oft nicht ausreichend genau beschrieben sind.

## 2.2 Ruhedruck

### 2.2.1 Übersicht

Bei der Behandlung von Einschnittsböschungen sind die im Baugrund vorhandenen Horizontalspannungen bzw. die bei der Entspannung durch Aushub entstehenden Verformungen von großem Interesse. In Versuchen oder bei Messungen in situ werden die Horizontalspannungen meist auf die Vertikalspannungen bezogen und das Verhältnis (Steigung der Ursprungsgeraden im  $\sigma_H$ - $\sigma_V$ -Diagramm der eindimensionalen Kompression) als Ruhedruckbeiwert  $K_0$  bezeichnet.

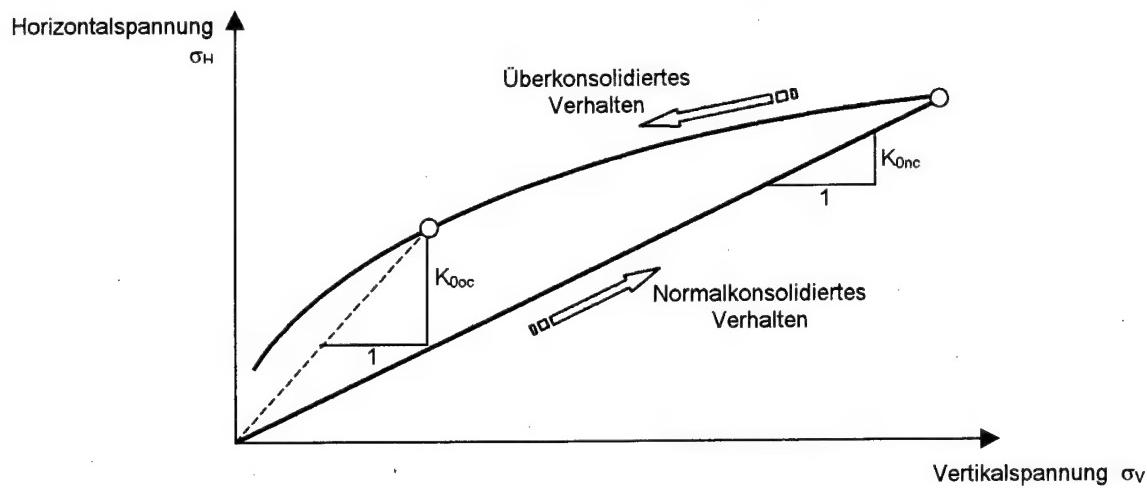


Abb. 2.2-1:  $\sigma_H$ - $\sigma_V$ -Diagramm der eindimensionalen Kompression

Der Ruhedruckbeiwert ist keine konstante Zahl, sondern abhängig von

- Klassifizierungskenngrößen (Kornverteilung, mineralogische Zusammensetzung, Zustandsgrenzen)
- Zustandskenngrößen (Konsistenzzahl, Porenzahl, Belastungsgeschichte)
- Aufwendiger zu ermittelnden bodenmechanischen Eigenschaften (Scherparameter und deren wegabhängige Mobilisierung, Kompressionseigenschaften, Kriech- bzw. Relaxationsverhalten).

Die bei erstmaliger Belastung erzeugte Horizontalspannung ist i.d.R. proportional zur Vertikalspannung und es ergibt sich der Ruhedruckbeiwert für normalkonsolidierten Zustand  $K_{0nc}$ , der für ein und denselben Boden im für Ingenieurbauten relevanten Spannungsbereich konstant ist (Abb. 2.2-1).

Bei Abnahme der Vertikalspannung vermindert sich die Horizontalspannung nicht im gleichen Maße, vielmehr bleibt aufgrund der infolge Belastung gewonnenen Festigkeit ein Teil der Horizontalspannung erhalten. Der Ruhedruckbeiwert im überkonsolidierten Zustand ist somit grō-

Bei, es gilt  $K_{0oc} > K_{0nc}$ . An der Krümmung der Entlastungskurve in Abb. 2.2-1 ist zu sehen, daß  $K_{0oc}$  auch von der Größe der Entlastung, somit also bei ein und demselben Boden von OCR abhängig ist. Ein Ansatz zur Beschreibung dieser Abhängigkeit ist nach SCHULZ (1999):

$$K_{0oc} = K_{0nc} \cdot OCR^{\alpha \left( 1 - \frac{C_s}{C_c} \right)} \quad [2.2-1]$$

mit:	$K_{0oc}$ [1]:	Ruhedruckbeiwert im überkonsolidierten Zustand
	$K_{0nc}$ [1]:	Ruhedruckbeiwert im normalkonsolidierten Zustand
	OCR [1]:	Überkonsolidierungsverhältnis
	$C_s$ [1]:	Schwellbeiwert
	$C_c$ [1]:	Kompressionsbeiwert
	$\alpha(l_p)$ [1]:	Dimensionsloser Faktor

Dieser Ansatz geht davon aus, daß die Horizontalspannung des OC-Bodens proportional zur äquivalenten Vergleichsspannung  $\sigma'_e$  (also der zur aktuellen Porenzahl gehörigen Normalspannung auf der Erstbelastungslinie im einaxialen Kompressionsdiagramm) ist. Der Faktor  $\alpha(l_p)$  wird zur Anpassung an die Versuchsergebnisse verwendet. Der Ansatz wurde bislang allerdings nur für wenige Böden verifiziert.

Liegen keine im Labor untersuchten Bodenproben vor, so sind alle Größen in Gl. 2.2-1 aus geeigneten Korrelationen abzuschätzen. Dabei können die Größen im Exponenten von OCR durch einen Wert  $\alpha$  ersetzt werden.

Werte aus der Literatur:  $\alpha = 1,2 \sin \varphi'$  (SCHMIDT, 1967),  
 $\alpha = \sin \varphi'$  (MAYNE, KULHAWY, 1982),  
 $\alpha = 1,4 \sin \varphi'$  (bindige Böden) und  $\alpha = \sin \varphi'$  (nichtbindige Böden) (SCHULZ, 1999)  
 $\alpha = 0,5$  (DIN V EN 1997-1)  
wobei:  $\varphi' [^\circ]$ : Effektiver Reibungswinkel

## 2.2.2 Ruhedruckbeiwert im normalkonsolidierten Zustand $K_{0nc}$

Der Ruhedruckbeiwert im normalkonsolidierten Zustand wird in der Regel anhand des effektiven Reibungswinkels ermittelt (JAKY, 1944):

$$K_{0nc} = 1 - \sin \varphi' \quad [2.2-2]$$

SCHULZ (1999) weist darauf hin, daß Messungen im Seitendrucködometer bei bindigen Böden nicht gut mit den rechnerischen Ruhedruckbeiwerten aus Gl. 2.2-2 übereinstimmen. Daher erscheint es möglich, durch gezieltere Auswertungen durch Einbeziehen weiterer Kenngrößen für bindige Böden zu besseren Korrelationen zu kommen.

Zu erwarten wäre das insbesondere bei solchen bindigen Böden, die ausgeprägte viskose Eigenschaften aufweisen, da eine Änderung im äußeren Spannungszustand zu zeitlich verzögert

gerten, auf Kriechen und Relaxation beruhenden Umlagerungen der Bodenteilchen führt, die auch den Ruhedruckbeiwert beeinflussen dürfen.

### 2.2.3 Überkonsolidierungsverhältnis OCR

Nur bei im Labor hergestellten Proben mit bekannter Spannungsgeschichte ist OCR genau bekannt. Natürlich entstandene Böden weisen dagegen eine unbekannte Spannungsgeschichte auf. Geologische Befunde sind bei der Eingrenzung einer plausiblen Größenordnung unverzichtbar, reichen zur Quantifizierung aber nicht aus. Zur Bestimmung von OCR müssen daher Labor- und Feldversuche herangezogen werden. Im Labor werden meist eindimensionale Kompressionsversuche durchgeführt und anhand der Entwicklung der Setzung, des Steifemoduls und des eindimensionalen Kriechbeiwertes mit der Vertikalspannung auf die Vorbelastung geschlossen (VON SOOS, 1996). Die Ermittlung der maximalen Vorbelastungsspannung ist auch anhand des Scherverhaltens möglich (Abb. 2.1-3), jedoch i.d.R. zu aufwendig und wahrscheinlich ungenauer.

Bei der Untersuchung von diagenetisch verfestigten oder zementierten Böden, deren höhere Steifigkeit nicht durch Verdichtung sondern durch Verfestigung der Kornkontaktbereiche zustandekommt, wird eine scheinbare Vorbelastungsspannung ermittelt, die u. U. deutlich größer als die tatsächliche ist. Der Seitendruck wird mit den o.g. Verfahren dann überschätzt.

Bei der Entnahme einer Bodenprobe zur Untersuchung im Labor sind Störungen unvermeidbar. Neben den Verformungseinwirkungen bei Gewinnung und Transport ist bei der Rekonstruktion der Spannungsgeschichte der durch die Entspannung bewirkte Porenwasserunterdruck zu beachten. Wegen der Entnahmestörungen kommt der Baugrundkundung in-situ eine große Bedeutung zu. Ergebnisse der Baugrundkundung können mit dem im Labor ermittelten OCR-Wert korreliert werden, um als Prognoseinstrument zu dienen, falls keine Laborwerte vorhanden sind.

CHEN AND MAYNE (1996) geben eine ausführliche Übersicht über Regressionsgleichungen mit Parametern aus Drucksondierungen mit Porenwasserdruckmessung (Piezocone-Sondierungen) und OCR bzw. der maximalen Vorbelastungsspannung. Die Datenbasis enthält mehr als ein-tausend Stichproben. Die Regressionsgleichungen zeigen, daß im doppellogarithmischen Maßstab (im Vergleich zum linearen) jeweils der größere Korrelationskoeffizient erreicht wird, daß die Korrelation zur maximalen Vorbelastungsspannung besser ist, als zu OCR und sich verbessert, wenn als weitere unabhängige Variable die Plastizitätszahl einbezogen wird. Für die

Abhängigkeit der maximalen Vorbelastungsspannung vom bezogenen Sondierspitzendruck und der Plastizität wird für intakte nicht geklüftete Tone angegeben:

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = \alpha \cdot \left( \frac{q_T - \sigma_{v0}}{p_a} \right)^{\beta_1} \cdot I_p^{\beta_2} \quad [2.2-3]$$

mit:  $I_p$  [1]: Plastizitätszahl

$\sigma_{v0}$  [F/L<sup>2</sup>]: Derzeitige Vertikalspannung

$\sigma'_p$  [F/L<sup>2</sup>]: Maximale Vorbelastungsspannung

$q_T$  [F/L<sup>2</sup>]: Sondierspitzendruck

$p_a$  [F/L<sup>2</sup>]: Atmosphärendruck (Bezugsgröße),  $p_a = 100$  kN/m<sup>2</sup>

$\alpha$  [1]: Regressionsparameter

$\beta_1$  [1]: Regressionsparameter

$\beta_2$  [1]: Regressionsparameter

Zahlenwerte nach CHEN, MAYNE (1996):

$\alpha = 1,862$ ,  $\beta_1 = 0,937$ ,  $\beta_2 = -0,285$  ( $n = 1121$ ,  $r^2 = 0,844$ )

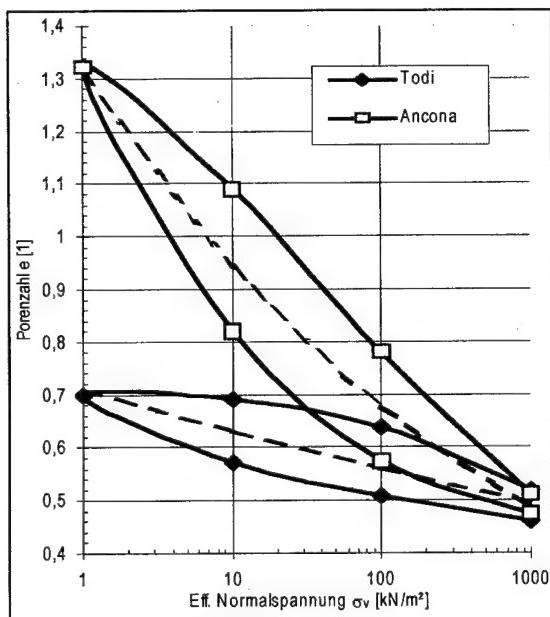
Bei der Untersuchung von Böschungen in OC-Böden mit dem Flach-Dilatometer nach Marchetti (DMT) ergibt sich tiefenabhängig der Horizontalspannungs-Index  $K_D$ , der gut mit OCR korreliert (TOTANI et al, 1997) und für NC-Böden etwa den Wert 2 annimmt. Durch Auffinden von Stellen mit  $K_D \approx 2$  wurden erfolgreich alte oder aktive Scherzonen ermittelt, in denen der Boden durch Scherverformungen die Kohäsion verloren hat und wieder normalkonsolidiertes Scherverhalten mit geringeren Scherparametern aufweist.

Da bindige Böden viskose Eigenschaften aufweisen, die sich in Kriech- und Relaxationsverhalten äußern, ist zu erwarten, dass der Ruhedruck nach Änderung der mechanischen Randbedingungen durch eine Baumaßnahme in gewisser Weise zeitabhängig ist.

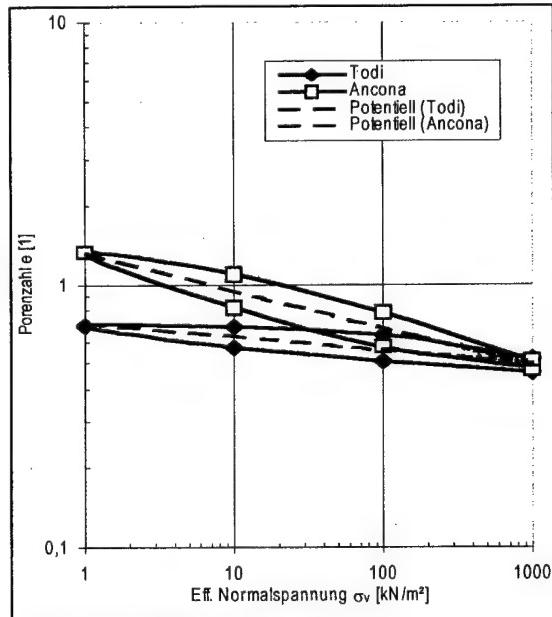
### 2.3 Schwellverhalten, Entfestigung und Porenwasserdruckausgleich

Feinkörnige Böden zeigen bei Entlastung meist eine deutliche Zunahme der Porenzahl (Schwellung) gemäß dem  $q$ - $p'$ - $e$ -Diagramm (Abb. 2.1-2). Diese Volumenzunahme bewirkt durch Verschiebungen benachbarter Bodenteilchen, daß die in ggf. großen Zeiträumen entstandenen Bindungen teilweise zerstört werden (BJERRUM, 1967). Im Laufe des Schwellvorganges gleicht sich das Kompressionsverhalten daher dem eines normalkonsolidierten Bodens an. Bereits nach einer einmaligen Entlastung auf sehr kleine effektive Spannungen verringerte sich die scheinbare Vorbelastungsspannung (Knick im  $e$ -log  $p'$ -Diagramm) zweier OC-Tone von mehr als  $2000 \text{ kN/m}^2$  auf rd.  $10$  bis  $40 \text{ kN/m}^2$  (CALABRESI, SCARPELLI, 1985).

Insbesondere bei Entlastung bis zu Spannungen von etwa  $p' < 10..20 \text{ kN/m}^2$  können sich starke Schwellungen ergeben. Der Schwellbeiwert (Steigung der Kurve im  $e$ -log  $p'$ -Diagramm) nimmt hier mit abnehmender Spannung zu (Abb. 2.3-1a). Im log  $e$ -log  $p'$ -Diagramm lässt sich zumindest der Mittelwert der Entlastungs-Wiederbelastungsschleife linearisieren. Die Beschreibung der Druck-Porenzahl-Beziehung als Potenzfunktion (d.h. linear im log  $e$ -log  $p'$ -Diagramm) ist auch im Bereich höherer Spannungen physikalisch sinnvoller als die herkömmliche Linearisierung im  $e$ -log  $p'$ -Diagramm, da hier der Wert  $e = 0$  nicht erreicht wird. Es könnte sich herausstellen, daß diese Beschreibung zumindest für OC-Böden geeigneter ist, da hier i.d.R. eine einheitliche Beschreibung über mehrere Größenordnungen der Spannung von Interesse ist.



a) einfach logarithmisch



b) doppelt-logarithmisch

Abb. 2.3-1 Druck-Porenzahl-Diagramme

Der Zeitbedarf für das Schwellen wassergesättigter OC-Böden hängt ebenso wie die Konsolidierung vom Wasserdurchlässigkeitsbeiwert und dem zum Entlastungs-Spannungsintervall gehörigen Entlastungssteifemodul ab. Die Schwellkurven  $\varepsilon_V(t)$  können wie Konsolidierungskurven behandelt werden. SHUAI, FREDLUND (1998) leiten die DGLn für eindimensionales Schwellen gesättigter und ungesättigter Böden ab. Für gesättigte Böden ergibt sich völlige Analogie zur eindimensionalen Konsolidierung, es gelten auch dieselben Annahmen (isotroper Boden, linear-elastisches Materialverhalten des Korngerüstes, kleine Dehnungen, völlig wassergesättigt (oder falls teilgesättigt:  $k_a \gg k_w$ , so daß stets  $u_a = 0$ ), Gesetz von Darcy gültig). Der eindimensionale Schwellkoeffizient lautet dann:

$$c_{vs} = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} = \frac{k \cdot E_s (C_s(\sigma_v))}{\gamma_w} \quad [2.3-1]$$

mit:  $E_s$  [F/L<sup>2</sup>]: Steifemodul  
 $C_s$  [1]: Schwellbeiwert  
 $k$  [L/T]: Wasserdurchlässigkeitsbeiwert

Zahlenwerte aus der Literatur:

$c_{vs} = 2,8E-09 / 3,7E-09 / 2,3E-08 m^2/s$  (für  $\sigma_z = 100 / 10 / 1 kN/m^2$ ) - Todi Clay (CALABRESI, SCARPELLI, 1985).

In eindimensionalen Schwellversuchen zeigt sich ebenfalls eine primäre und sekundäre Schwellhebung, letztere linear mit dem Logarithmus der Zeit (SHUAI, FREDLUND, 1998). Die sekundäre Schwellung kann mit dem Kriechbeiwert  $C_{as}$  beschrieben werden.

$$C_{as} = \frac{de}{d(\log t)} \quad [2.3-2]$$

Zahlenwerte aus der Literatur:

$C_{as} = 0,0..$  bis  $0,0..$  - verdichteter Regina clay (SHUAI, FREDLUND, 1998)

$C_{as} = 0,025$  - Todi Clay (CALABRESI, SCARPELLI, 1985)

$C_{as} = 0,033$  - Ancona Clay (CALABRESI, SCARPELLI, 1985)

In Dreiaxialversuchen zeigte sich, daß durch Schwellung bei sehr kleinen mittleren Spannungen ein Teil  $\Delta c'$  der Kohäsion  $c'$  ungestörter Proben verloren geht. Die zugehörige Schwelldehnung beträgt z.B. für Todi Clay:

$$\Delta c'/c' = 0,5 \quad \varepsilon_{V,oed} = 13 \%$$

Im q - p' - Diagramm verlaufen die Spannungspfade allerdings auch dann noch mit der für OC-Böden typischen Krümmung, die Porenwasserunterdruck bzw. Volumenzunahme beim Scheren anzeigt. Dieser Effekt bleibt nach CALABRESI, RAMPELLO (1987) auch nach langandauernder spannungsfreier Lagerung erhalten was bestätigt, dass die erreichte Verdichtung durch Schwellung nicht völlig rückgängig gemacht werden kann. SINGH ET.AL. (1973) kommen dagegen anhand von Schwellversuchen mit Bearpaw Shale zum Ergebnis, daß der Wassergehalt des normalkonsolidierten Zustandes nach längerer Zeit wieder erreicht werden kann.

## 2.4 Negative Porenwasserspannungen in Böden

Im Porenwasser von Böden können negative (Zug-) und positive (Druck-) Spannungen herrschen. Zugspannungen im Porenwasser wirken als allseitiger Druck auf das Körnergerüst und steigern wegen der vorhandenen inneren Reibung die Festigkeit.

In einer kreisförmigen Glaskapillare, die in reinem Wasser steht, befindet sich der Meniskus in der Höhe  $h_k$  im Gleichgewicht:

$$h_k = \frac{2 \cdot T_w \cdot \cos \alpha}{r \cdot \gamma_w} \quad [2.4-1]$$

mit:  $T_w$  [F/L]: Oberflächenspannung des Wassers  
 $r$  [L]: Radius der Kapillare  
 $h_k$  [L]: Kapillare Steighöhe  
 $\alpha$  [ $^\circ$ ]: Benetzungswinkel

In Böden stellt sich aufgrund der Porenlösung und der Struktur des Porenraumes eine andere kapillare Steighöhe ein, die bei auf- oder absteigendem Wasserspiegel unterschiedliche Werte, die aktive ( $h_{ka}$ ) oder passive ( $h_{kp}$ ) Steighöhe aufweist (Hystereseffekt). Die im Gleichgewicht vorhandene Zugspannung im Wasser nimmt oberhalb des Grundwasserspiegels bis zum Wert  $u = -h_k \cdot \gamma_w$  [F/L<sup>2</sup>] zu.

Umgekehrt gilt, daß zur Entwässerung von Kapillaren ein Unterdruck von  $|p| > |h_k|$ , zur Entwässerung von Kapillarporen in Böden etwa  $|p| > |h_{kp}|$ , erforderlich ist. Solange dieser Wert nicht erreicht ist, bleibt ein gesättigter Boden trotz Zugspannungen im Porenwasser gesättigt.

Wasser selbst besitzt eine Zugfestigkeit, die in sehr unterschiedlicher Größe abgeschätzt oder experimentell festgestellt wurde (z.B. VINCENT, 1941, WINTERTON, 1977, zit. in GUAN, FREDLUND, 1997). Beim Erreichen der Zugfestigkeit reißt die Flüssigkeit und füllt den entstehenden Hohlraum gasförmig aus, es tritt Kavitation auf. Ausgehend von kleinen Gasbläschen oder anderen hydrophoben Oberflächen im Wasser (sogenannten Kavitationskernen) ist dies normalerweise der Fall, sobald der Wasserdruk in die Nähe des Dampfdruckes kommt (GUAN AND FREDLUND, 1997). Durch vorher aufgebrachte Drücke kann die Größe der Kavitationskerne reduziert werden, wodurch die Zugfestigkeit, die gemäß Gl. 2.4-2 mit dem Kehrwert des Radius einer kugelförmigen Gasblase zusammenhängt, steigt:

$$S_w = \frac{2 \cdot T_w}{r} \quad [2.4-2]$$

mit:  $r$  [L]: Radius des Kavitationskerns (kugelförmige Gasblase)  
 $S_w$  [F/L<sup>2</sup>]: Zugfestigkeit des Wassers

Da die Wahrscheinlichkeit des Auftretens größerer Kavitationskerne mit dem betrachteten Volumen zunimmt, ist die Zugfestigkeit auch maßstabsabhängig. In sehr kleinen Poren kann das Wasser daher gemäß Gl. 2.4-2 eine Zugfestigkeit von mehreren zehntausend kN/m<sup>2</sup> aufweisen.

Das Wasser ist im Boden in verschiedener Stärke gebunden, nämlich aufgrund

- der Kapillarkräfte in der Vielfalt von Porenweiten, -formen und -verbindungen (durch die offenporige Struktur des körnigen Bodenmaterials und die Oberflächenspannung des Wassers bedingt), und
- der Adsorptionskräfte zwischen Kornoberflächen und Wasser (Kräfte der physikalischen Adsorption sind Van-der-Waals-Kräfte, Ion-Dipol- und Dipol-Dipol-Wechselwirkungen sowie Wasserstoffbrückenbindungen (CZURDA, 1998), bedingt durch die Oberflächenladungen verschiedener Minerale, die chemischen Eigenschaften des Wassermoleküls und der im Porenwasser enthaltenen Ionen).

Poren in Böden werden nach verschiedenen Kriterien eingeteilt (Abb. 2.4-2):

- nach ihrer Größe (CZURDA, 1998):  
Mikroporen ( $0,02 \text{ nm} < d < 2 \text{ nm}$ ), Mesoporen ( $2 \text{ nm} < d < 50 \text{ nm}$ ), Makroporen ( $d > 50 \text{ nm}$ ),
- nach ihrer Position innerhalb der gefügebildenden Einheiten (HAUS, 1993, zit. in CZURDA, 1998):  
Intrakristalline Poren ( $0,02 \text{ nm} < d < 2 \text{ nm}$ ), interkristalline Poren ( $2 \text{ nm} < d < 50 \text{ nm}$ ) und Inter- und Intraaggregatporen ( $d > 50 \text{ nm}$ ),
- nach der Art der in ihnen auf Wasser wirkenden Kräfte:  
Kapillarporen ( $d > 4 \dots 10 \text{ nm}$ )

An der Oberfläche von Mineralen und Kationen befindet sich eisartiges Wasser in stark gebundener Form ("Hydratationswasser") in einer Dicke von

$$d_{hyd} \approx 0,5 \dots 0,6 \text{ nm}$$

(SHANG et.al, 1994) (Abb. 2.4-2). Mit zunehmendem Abstand von einer Teilchenoberfläche wird diese Bindung zwar schwächer, sie beeinflußt das Wasser aber nennenswert in einer Hülle der Dicke

$$d_{ad} = d_{hyd} + 1/\kappa$$

("Adsorptionswasser"), wobei keine scharfe Abgrenzung existiert. Die Größe  $1/\kappa$  bezeichnet die Dicke der zwar beweglichen aber stark gebundenen Wasserschicht und stellt einen Mittelwert für das mit dem Abstand von der Kornoberfläche kontinuierlich schwächer werdende Potentialfeld dar. Dieses Wasser nimmt nur dann an Strömungsvorgängen teil, wenn Kräfte wirken, die größer als die o.g. Kräfte der physikalischen Adsorption im jeweiligen Abstand von der Kornoberfläche sind; insbesondere verliert Gl. 2.4-1 in diesem Größenbereich ihre Gültigkeit (Abb.

2.4-2). Messungen an drei natürlichen Tonen ergaben Werte von  $d_{ad} = 2,5 \dots 3,2 \text{ nm}$  (SHANG et al., 1994). Der Zahlenwert von  $1/k$  wird u.a. von Temperatur, Konzentration und Wertigkeit der im Porenwasser gelösten Ionen und der Mineralart der Kornoberflächen beeinflußt, so daß für natürliche Tone folgende Spannweite plausibel ist:

$$d_{ad} \approx 2 \dots 5 \text{ nm}.$$

In Poren mit  $r < d_{ad}$  ist das Wasser durch die Kräfte der physikalischen Adsorption gebunden und Kapillarkräfte spielen eine untergeordnete Rolle. Erst ab Porenradien von  $r > 2 \dots 5 \text{ nm}$  (Kapillarporen) müssen zur Bewegung des Wassers ("Kapillarwasser") die dort vorherrschenden Kapillarkräfte überwunden werden. In größeren Poren, etwa ab  $r > 0,1 \dots 1 \text{ mm}$  unterliegt das Wasser im wesentlichen nur der Schwerkraft ("freies Wasser").

In feinkörnigen Böden kann also, je nach Mineralart und Porengrößenverteilung, ein großer Anteil des Porenwassers als Adsorptions- und Hydratationswasser vorliegen. Ein gesättigter feinkörniger Boden kann auch bei großen Porenwasserunterdrücken nahezu gesättigt bleiben.

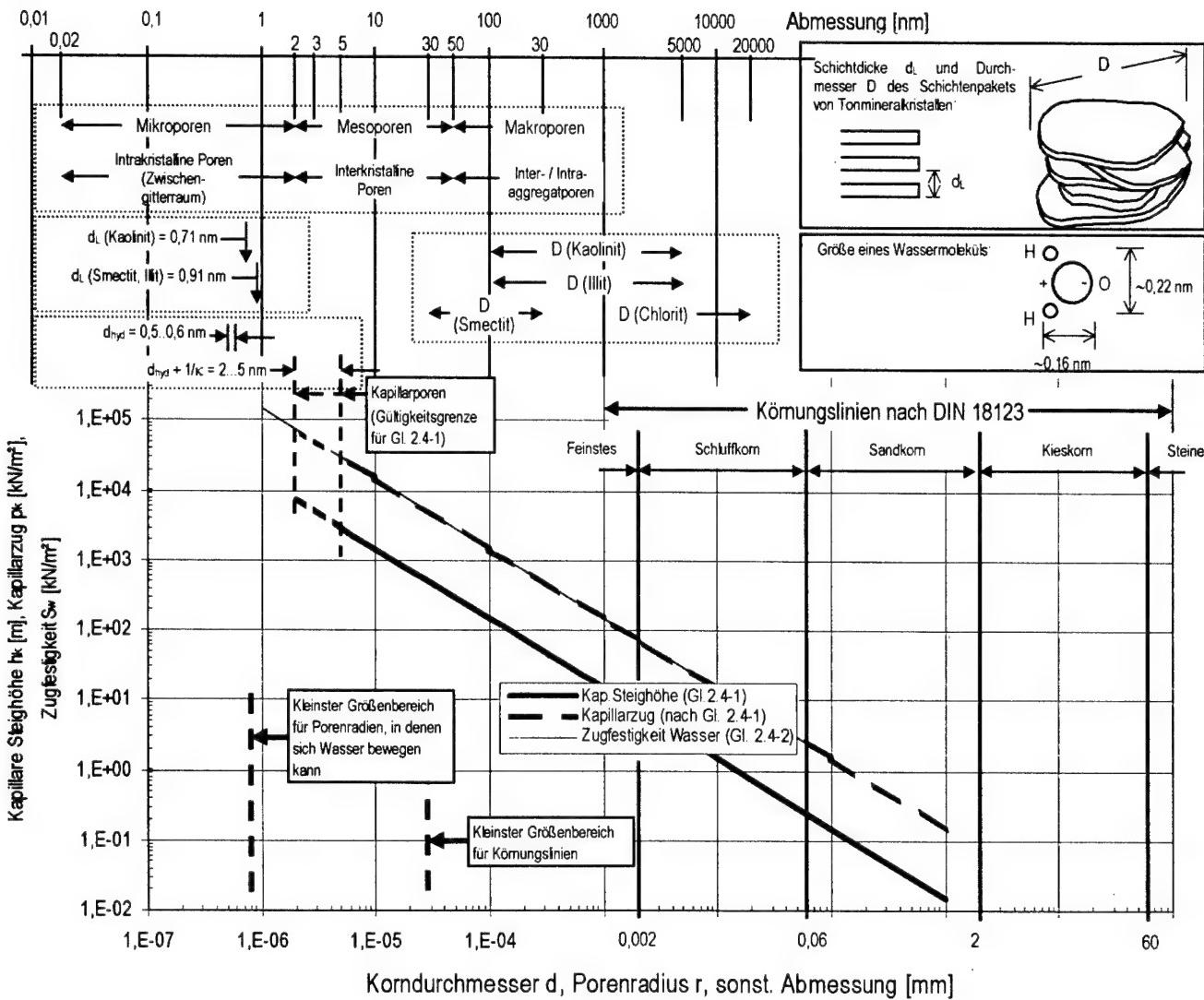


Abb. 2.4-2: Größenordnungen von Poren, Körnern und weiteren Kennwerten von Böden (zusammengestellt nach Angaben aus CZURDA (1998), GUAN, FREDLUND (1997), DIN 18123, mit eigenen Ergänzungen)

Die Stärke der Bindung des Wassers sowie die Ursache einer Wasserströmung im Boden kann mit Potentialen beschrieben werden (BOHNE, 1998). Das Wasser ist bestrebt, einen Ort mit geringstmöglichen Gesamtpotential einzunehmen. Man unterscheidet Teipotentiale, wobei entweder die Dimension einer volumenbezogenen Arbeit oder (mit Division durch die Wichte des Wassers) die einer Länge gewählt wird:

$$\Psi = \psi_g + \psi_m + \psi_{os} = \gamma \cdot z + (u_a - u_w) + u_{os} \quad [2.4-3]$$

mit:  $\psi_g = \gamma \cdot z$  [ $F/L^2$ ] bzw.  $h_g = z$  [L]: Gravitationspotential, beschreibt die Arbeit, die erforderlich ist, um Wasser unter sonst gleichen Bedingungen auf ein höheres Niveau zu heben,

$\psi_m = u_a - u_w$  [ $F/L^2$ ] bzw.  $h_m = (u_a - u_w)/\gamma$  [L]: Matrixpotential, beschreibt die Arbeit, die erforderlich ist, um kapillar und adsorptiv gebundenes und durch Korngitterverformungen unter Druck oder Zug stehendes Wasser aus dem Boden in ein gleich hohes Reservoir freies Wasser zu überführen, das die selbe Zusammensetzung aufweist;  $u_a$ : Porenluftdruck,  $u_w$ : Porenwasserdruk

$\psi_{os} = u_{os}$  [ $F/L^2$ ] bzw.  $h_{os} = u_{os}/\gamma$  [L]: Osmotisches Potential, beschreibt die Arbeit, die erforderlich ist, um reines Wasser in Wasser zu überführen, das die Zusammensetzung des Porenwassers aufweist.

$\Psi$  [ $F/L^2$ ] bzw.  $H$  [L]: Gesamtpotential

Die Änderung des osmotischen Potentials ist relevant, wenn erhebliche Änderungen der Salzkonzentration auftreten. Dies ist bei geotechnischen Problemen meist von untergeordneter Bedeutung, so daß Änderungen des Gesamtpotentials durch Änderung des Gravitations- und Matrixpotentials beschrieben werden können.

Den Potentialen entsprechen Wasserspannungen, die in der Literatur unterschiedlich bezeichnet bzw. mit verschiedenen Einheiten verwendet werden. Bei Zugspannungen im Porenwasser besteht die Tendenz zur Wasser- oder Luftaufnahme (saugen), was Schwellung zur Folge hat. Unter "Saugspannung" wird bei der Behandlung ungesättigter Böden das Gesamtpotential verstanden. Saugspannungsänderungen sind für die Beschreibung des Verhaltens von Bodenproben aus o.g. Gründen praktisch ausschließlich Änderungen der Matrixspannung.

Die Matrixspannung  $\psi_m = (u_a - u_w)$  wird entweder als Druck, in Meter Wassersäule oder  $pF = -\log [cmWS]$  angegeben (Abb. 2.4-4). Einer vorhandenen Matrixspannung entspricht unter sonst gleichen Bedingungen ein bestimmter Wassergehalt des Bodens. Der entsprechende Zusammenhang wird als "Wasserretentionskurve", "Bodenwasser-Charakteristik", "Wasserspannungskurve" oder "pF-Kurve" bezeichnet. Gleichwertig kann statt dem Wassergehalt auch der volumetrische Wassergehalt oder der Sättigungsgrad verwendet werden:

$$w_v = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = n \cdot S_r \quad [2.4-4a,b]$$

mit:  $w_v$  [1]: Volumetrischer Wassergehalt  
 $n$  [1]: Porenanteil  
 $\rho_d$  [ $t/m^3$ ] Trockendichte

$w$  [1]: Wassergehalt  
 $S_r$  [1]: Sättigungsgrad  
 $\rho_w$  [ $t/m^3$ ] Dichte des Wassers

Der Kürze und Umrechenbarkeit wegen wird hier die Bezeichnung "pF-Kurve" für alle denkbaren Beziehungen von  $S_r$ ,  $w_v$  oder  $w$  mit der Matrixspannung  $\psi$  in einer beliebigen der o.g. Einheiten verwendet.

Meßwerte entlang der gesamten pF-Kurve werden nur durch Kombination mehrerer Verfahren erhalten (z.B. FLEUREAU, 1993). An die Meßwerte können geeignete Funktionen angepaßt werden (Zusammenstellung und Diskussion mehrerer Ansätze bei FREDLUND AND XING, 1994). Gebräuchlich ist beispielsweise die VAN GENUCHTEN-Funktion:

$$\Theta = \left( \frac{1}{1 + \alpha \cdot |\psi_m|^n} \right)^m \quad [2.4-5]$$

mit:  $\alpha, n, m$ : Van-Genuchten-Parameter

$$\Theta = \frac{w_v - w_{v,r}}{w_{v,s} - w_{v,r}} \quad [1] \quad \text{Effektive Sättigung}$$

$w_{v,r}$ : Volumetrischer Residualwassergehalt ( $w_v$  bei sehr großer Matrixspannung)

$w_{v,s}$ : Volumetrischer Wassergehalt bei Sättigung

FREDLUND, XING (1994) geben eine Gleichung an, die ähnlich aufgebaut ist (Abb. 4.2-3):

$$w_v = C(\psi_m) \cdot w_{v,s} \cdot \left( \frac{1}{\ln \left( e + \left( \frac{|\psi_m|}{a} \right)^n \right)} \right)^m \quad [2.4-6]$$

mit:  $a, n, m$ : Fredlund / Xing - Parameter

$$C(\psi_m) = \frac{\ln(1 + \psi_m / \psi_r)}{\ln(1 + 1000000 / \psi_r)} \quad \text{Korrekturfunktion für große Werte von } \psi_m$$

$e = 2,71828...$

$\psi_r$ : Matrixspannung bei  $w_{v,r}$

Die Beziehungen unterscheiden sich vor allem dadurch, daß die Korrekturfunktion in Gl. 2.4-6 die Kurve für hohe Matrixspannungen zu einem definierten Restwassergehalt zwingt und außerdem der im folgenden erläuterte Zusammenhang mit der Porenverteilung für Gl. 2.4-6 plausibler als für Gl. 2.4-5 zu sein scheint.

Da jedem Matrixspannungswert über Gl. 2.4-1 eine gleichwertige Porengröße zugeordnet werden kann, ist die pF-Kurve auch als Verteilungsfunktion der Porengrößen interpretierbar. Dies gilt aber nur für Kapillarporen. Wegen der Hintereinanderschaltung unterschiedlicher Porengrößen wird durch diese Interpretation außerdem die Häufigkeit größerer Poren gegenüber feineren unterschätzt. Die Ableitung der pF-Kurve ist daher im Rahmen gesicherter Eckwerte anderer Hauptabmessungen des Korngerüstes von Böden (Abb. 2.4-2) zu beurteilen und ggf. daran anzupassen, bevor sie als Porengrößenverteilung bezeichnet wird.

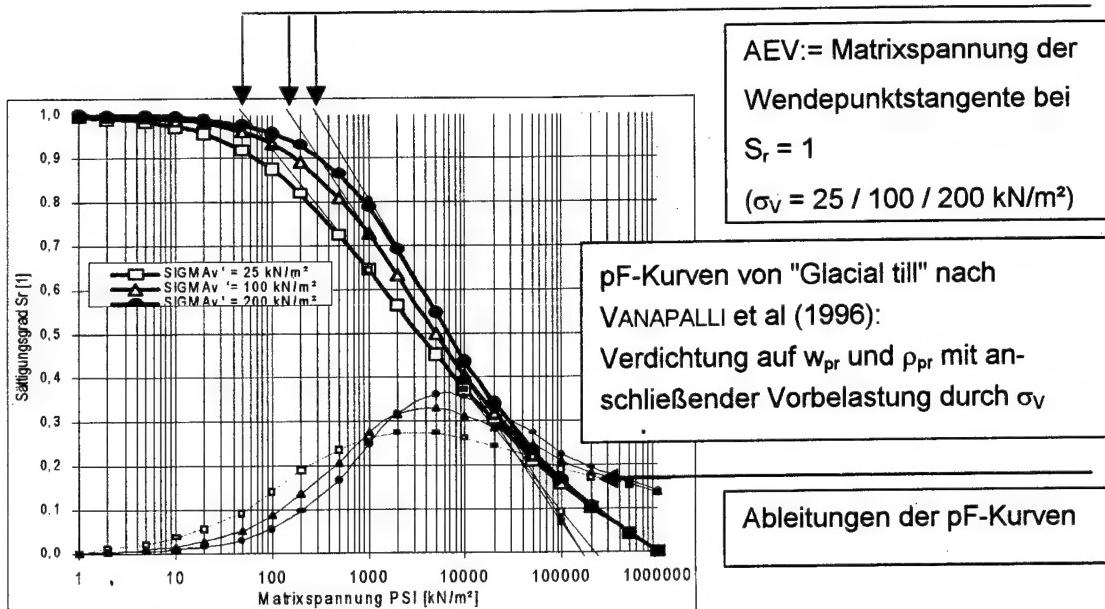


Abb. 2.4-3: pF-Kurven gemäß Gl. 2.4-6 und Definition des AEV-Wertes

Druck [kN/m <sup>2</sup> ]:	-1	-10	-100	-1 000	-1 E4	-1 E5	-1 E6
Druck [bar]:	-0,01	-0,1	-1	-10	-100	-1 000	-1 E4
Druckhöhe [mWS]:	-0,1	-1	-10	-100	-1 000	-1 E4	-1 E5
Druckhöhe [cmWS]:	-10	-100	-1 000	-1 E4	-1 E5	-1 E6	-1 E7
pF := -log [cmWS]:	1	2	3	4	5	6	7

Abb. 2.4-4: Beziehungen zwischen den Druckeinheiten, in denen pF-Kurven üblicherweise angegeben werden

Aus gemessenen pF-Kurven feinkörniger Böden geht hervor, ab welcher Matrixspannung eine Abnahme des Sättigungsgrades eintritt. Der Lufteintrittswert AEV (Air-Entry-Value) wird über den Schnittpunkt der Wendepunktstangente mit der Linie  $S_r = 1$  bestimmt (Abb. 2.4-3). Werte aus der Literatur zeigen, dass die Abhängigkeit des AEV-Wertes von der Fließgrenze und der Porenzahl nicht sehr ausgeprägt ist (Abb. 2.4-5). Zudem hat die Probenvorgeschichte (Verdichtet, aus Schlamm konsolidiert bzw. ungestört) großen Einfluß. Tendenziell nimmt AEV mit der Porenzahl ab und mit der Fließgrenze zu. Der Sättigungsgrad bei AEV ist meist größer als 90 % (Abb. 2.4-5).

In überkonsolidierten feinkörnigen Böden wird AEV aufgrund des Zusammenhangs mit der Porengröße daher unter sonst gleichen Bedingungen auch mit OCR zunehmen. Dies wird durch Versuche von VANAPALLI et. al. (1996) mit Geschiebemergel bestätigt, die für Vorbelastungsspannungen von  $\sigma_v = 25 / 100 / 200 \text{ kN/m}^2$  Werte von  $\text{AEV} \approx -50 / -140 / -280 \text{ kN/m}^2$  ergaben, also mit abnehmender Porenzahl betragsmäßig zunehmend.

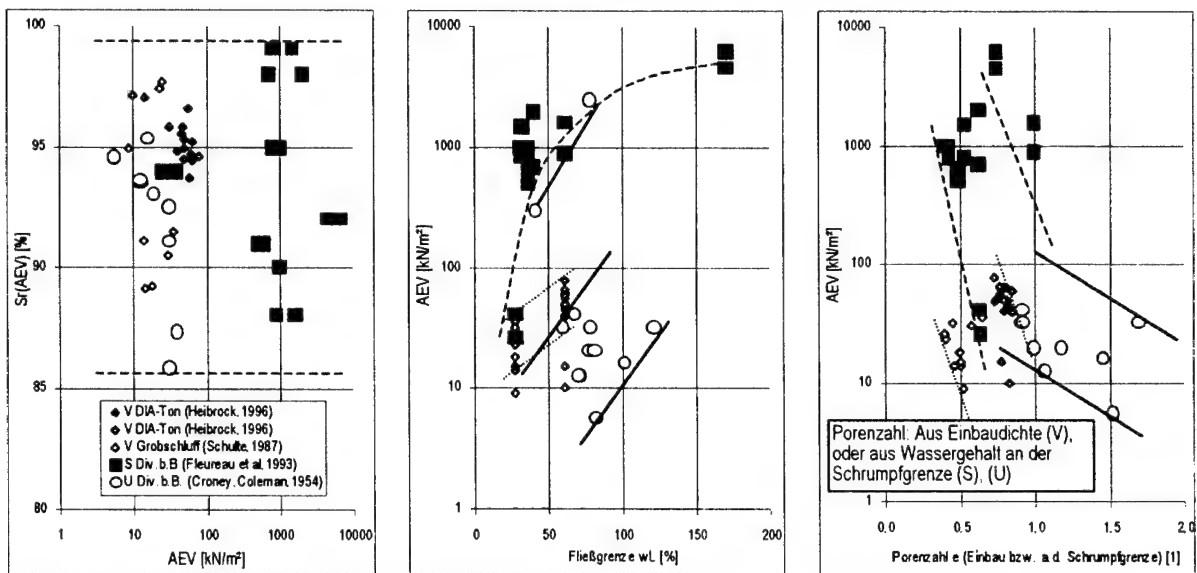


Abb. 2.4-5: AEV-Werte und zugehöriger Sättigungsgrad nach Angaben aus der Literatur  
(V...verdichtet, S...aus Schlamm konsolidiert, U...ungestört)

Da die Wendepunktstangente der pF-Kurve von der Ansatzfunktion beeinflußt wird, hat letztere streng genommen auch Einfluß auf AEV. Die Werte in Abb. 2.4-5 wurden aus den in der Literatur gegebenen Diagrammen abgelesen (mit der Konstruktion gemäß Abb. 2.4-3), denen sowohl Ansätze nach den Gl. 2.4-5 und 2.4-6 oder andere Ausgleichskurven zugrundelagen.

Bei Einschnitten in wassergesättigte überkonsolidierte feinkörnige Böden sind also durchaus Werte von  $|\psi_m| > 100 \text{ kN/m}^2$  möglich, ohne daß der Sättigungsgrad zunächst nennenswert von 100% abweicht. Der Porenluftdruck  $u_a$  entspricht in der Einschnittsoberfläche stets dem Atmosphärendruck und muß in der Matrixspannung nicht - wie es im allgemeinen bei der Behandlung ungesättigter Böden der Fall ist - berücksichtigt werden. Dann gilt:

$$\psi_m = -u_w \quad [2.4-7]$$

In diesem nahezu gesättigten Zustand wirkt der Porenwasserunterdruck wie ein allseitiger Druck auf das Korngerüst und erzeugt eine scheinbare Kohäsion, die mit dem Tangens des Reibungswinkels zunimmt:

$$c_c = |u_w| \cdot \tan \varphi' \quad [2.4-8]$$

mit:  $c_c [\text{F/L}^2]$ : Scheinbare Kohäsion

### 3 Berechnung der Standsicherheit

#### 3.1 Anfangszustand - Endzustand

Üblicherweise werden je nach Entwässerungsmöglichkeit des Bodens für Standsicherheitsberechnungen die Extremzustände "Anfangszustand" (undräniertes Verhalten) und "Endzustand" (völlig dränierter Verhalten) unterschieden. BICZOK (1997) weist darauf hin, dass diese Unterteilung für überkonsolidierte Böden, in denen sich bei Einschnitten Porenwasserunterdrücke bilden, nicht sinnvoll ist, da der anfänglich hohe Porenwasserunterdruck zusätzliche Festigkeit mobilisiert.

Die Berechnungen sind also immer mit dränierten Scherparametern unter Berücksichtigung des jeweiligen Porenwasserdruckes durchzuführen. Dabei ist zu beachten, dass nicht nur der Porenwasserdruck, sondern auch die Scherparameter zeitlich abnehmen (Abschn. 2.3). In der Regel wird der Endzustand mit entfestigten Scherparametern maßgebend.

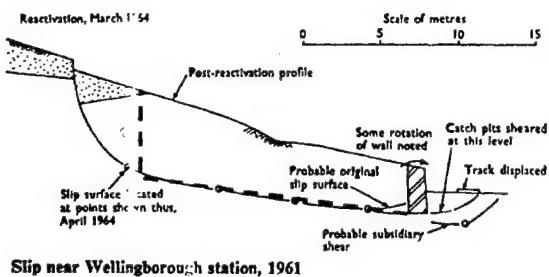
#### 3.2 Strömungen im Böschungsbereich

Der Porenwasserdruck an beliebigen Stellen im Böschungskörper lässt sich in bekannter Weise anhand des Strom- und Potentialliniennetzes ermitteln. Für die Berechnungen mit dem in Abschn. 3.4 beschriebenen Blockgleitverfahren wurde ein vereinfachter Wasserdruckansatz gewählt, der böschungsparallele Potentiallinien und einen in der GOK variablen Porenwasserunterdruck aufweist. Im Falle, dass sehr kleine Unterdrücke auftreten, liefert dieser Ansatz eine Porenwasserdruckverteilung auf den Gleitkörper, der im Vergleich zu solchen aus Potentialnetzen ungünstiger und eine Näherung für den Anfangszustand ist. Da die Bestimmung der Lage des Grundwasserspiegels in feinkörnigen überkonsolidierten Böden aber ohnehin mit großen Unsicherheiten behaftet ist, wird ein solcher Ansatz als ausreichend betrachtet. Im Endzustand wäre das Strömungsnetz maßgebend.

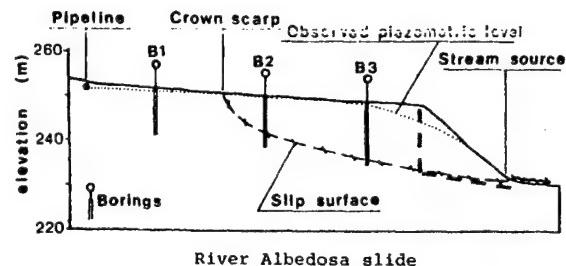
### 3.3 Blockgleitverfahren

Das Blockgleitverfahren nach DIN V 4084-100 eignet sich wegen der vergleichsweise kleinen Parameteranzahl gut zum grundsätzlichen Studium verschiedener Einflüsse auf die Standsicherheit. Wie bei allen kinematischen Verfahren ist die ausreichende Variation der Geometrie wesentliche Voraussetzung für verwendbare Ergebnisse.

Gleitfugen in überkonsolidierten Böden erstrecken sich stärker in horizontaler Richtung. CANCELLI (1981) zeigt eine beobachtete Gleitfuge in einem italienischen OC-Ton, die sich gut mit zwei geraden Linien beschreiben lässt. BROOKER, PECK (1993) berichten über die Gleitflächengeometrie einiger Rutschungen in überkonsolidierten Böden sowie veränderlich festen Gesteinen der USA. Die untere Gleitfuge verlief dort im wesentlichen horizontal. BICZOK (1997) zeigt Verformungsmessungen an einer Einschnittsböschung in einem vorbelasteten Kreideton, wo sich ebenfalls ein nahezu horizontal begrenzter Gleitkörper andeutet (Abb. 3.3-1).

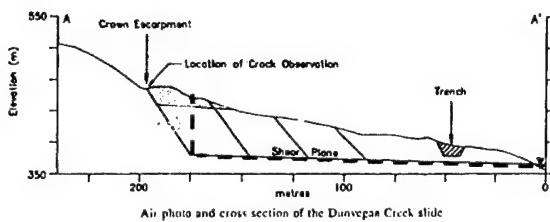


Slip near Wellingborough station, 1961

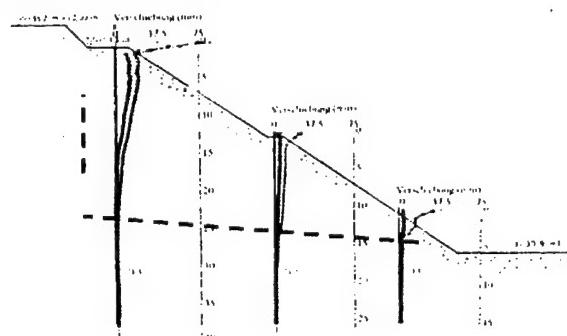


a) Aus CHANDLER (1974), ergänzt

b) Aus CANCELLI (1981), ergänzt



c) Aus BROOKER, PECK (1993), ergänzt



d) Aus Biczok (1997), ergänzt

Abb. 3.3-1: Beobachtete und berechnete Bruchmechanismen in überkonsolidierten feinkörnigen Böden aus der Literatur

Die Blockgleitmethode ist daher ein geeigneter Ansatz, um die beobachteten Versagensmechanismen nachzuvollziehen. Im Rahmen der vorliegenden Studie wurden einige Modifikationen vorgenommen und Voraussetzungen getroffen, die im Folgenden erläutert werden.

Der Baugrund ist homogen, wassergesättigt und hat die Wichte  $\gamma$ . Die Scherfestigkeit wird durch die Peak-Werte  $c'_p$  und  $\phi'_p$  sowie die Rest-Werte  $c'_R$  und  $\phi'_R$  beschrieben (Abschn. 2.2).

Um die Geometrie mit möglichst wenigen freien Parametern zu beschreiben, wurde eine gerade Gleitfuge gewählt, die am Böschungsfuß ausbeißt und bis unter die Böschungsschulter reicht (Abb. 3.3-2). Auf die senkrechte Fläche zwischen Böschungsschulter und Gleitfuge wirkt der Erdruhedruck stets in horizontaler Richtung. Das Gelände außerhalb der Böschung ist horizontal. Durch eine senkrechte Lamellengrenze, deren Lage variabel ist, wird der Gleitkeil in zwei Körper geteilt. Auch die Erddruckkraft zwischen Körper 1 und 2 wird horizontal angenommen. Als freie Geometrieparameter verbleiben damit die Böschungsneigung  $\beta$ , der Gleitflächenwinkel  $\alpha$  und die Lage  $\xi = b_2/B$  der Lamellengrenze.

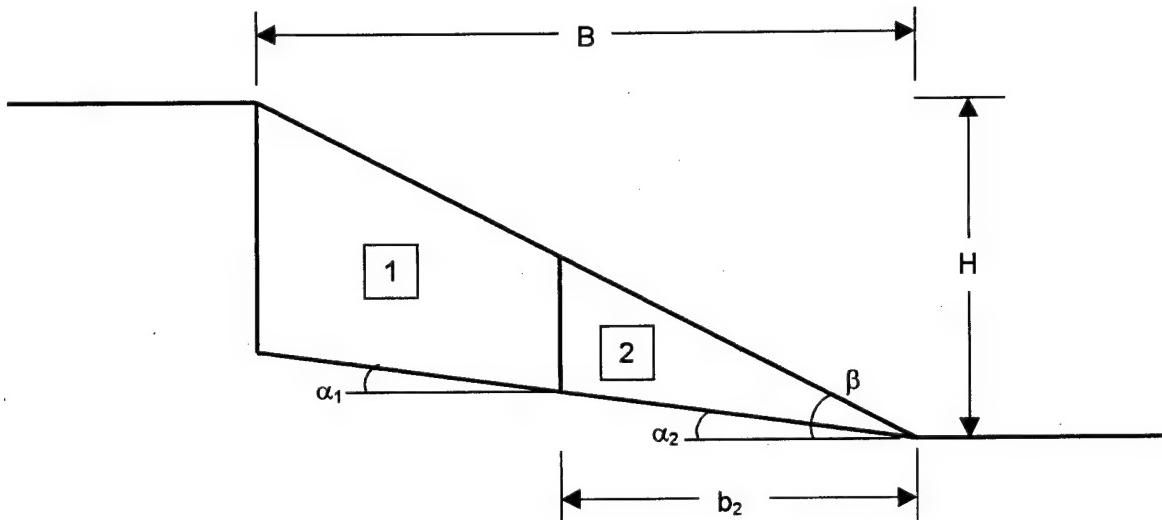


Abb. 3.3-2: Gewählte Bruchgeometrie für das Blockgleitverfahren

Äußere Lasten auf dem Gelände werden nicht angesetzt. Einwirkungen sind die Eigenlasten der Teilkörper, der Erdruhedruck auf Körper 1 und die Porenwasserdruckkräfte. Für den Anfangszustand vereinfachend davon ausgegangen, daß die Potentiallinien parallel zum Gelände laufen und überall in Geländeoberkante ein Porenwasserunterdruck vorhanden ist. Der Druckverlauf ist linear mit der Tiefe (Abb. 3.3-3), so daß die bei  $u = 0$  definierte Grundwasseroberfläche dieselbe Gestalt wie das Gelände hat (Abschn. 3.2). Je nach Größe des in GOK angenommenen Unterdruckes  $u_0$  wird die Wasserdruckkraft  $U_i$  mehr oder weniger stark reduziert (Abb. 3.3-4)

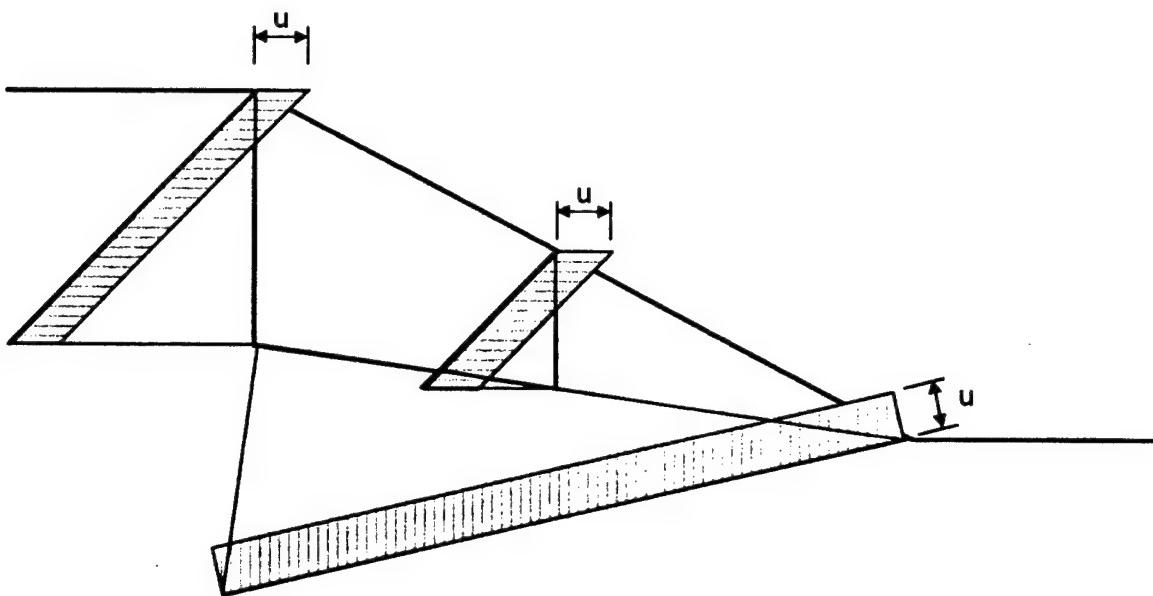


Abb. 3.3-3: Angenommener Wasserdruckverlauf im Anfangszustand

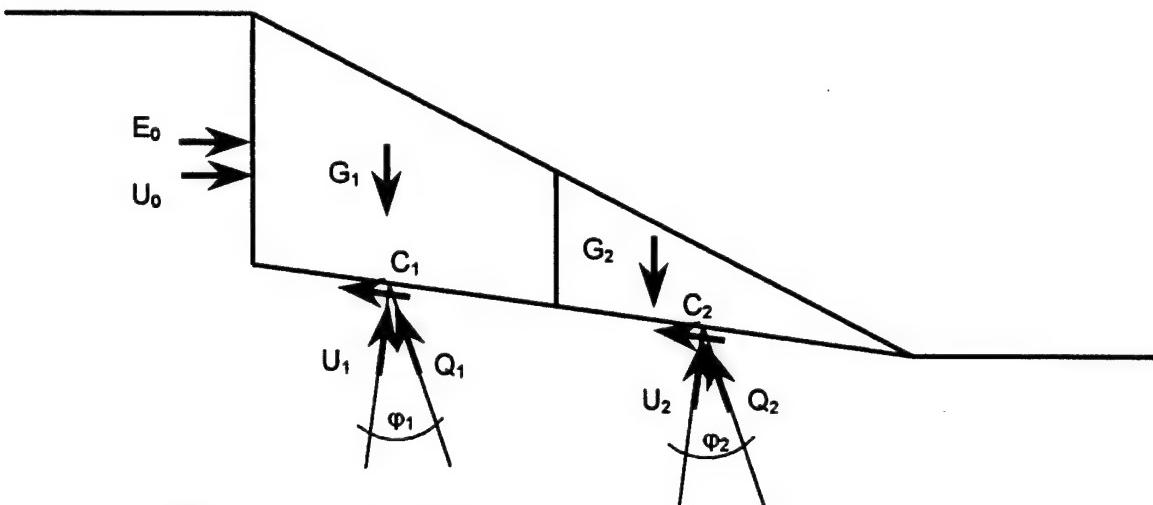


Abb. 3.3-4: Kräfte am Blockgleit-Modell

Mit diesem Blockgleit-Modell ergibt sich die Grenzzustandsgleichung wie folgt:

An Körper 1 wird eine Zusatzkraft  $\Delta T$  angebracht, die in antreibender Richtung positiv definiert ist. Die Kräftebilanz am Körper 2 liefert eine Gleichung für die Lamellenkraft  $E_{12}$ , die Bilanz am Körper 1 liefert mit bekanntem  $E_{12}$  und angenommener Ruhedruckkraft  $E_0$  eine Gleichung für die Zusatzkraft  $\Delta T$ . Im Falle  $\Delta T > 0$  ist noch Standsicherheit gegeben, bei  $\Delta T < 0$  ist der Betrag als haltende Kraft erforderlich. Die Böschung befindet sich bei  $\Delta T = 0$  gerade im Grenzzustand.

Für  $\Delta T$  gilt:

$$\Delta T = \frac{E_{21} \cdot K_{E21} - E_0 \cdot K_{E0} + U_1 \cdot K_{U1} - G_1 + C_1 \cdot K_{C1} + U_{01} \cdot K_{U01} - U_{21} \cdot K_{U21}}{K_{\Delta T}} \quad [3.4-1]$$

mit den Kräften gemäß Abb. 3.4-3 und den dimensionslosen Koeffizienten

$$K_{E21} = \sin \varepsilon_{21} - \frac{\cos \varepsilon_{21}}{\tan(\varphi_1 - \alpha)} \quad [3.4-1a]$$

$$K_{E0} = \sin \varepsilon_{01} - \frac{\cos \varepsilon_{01}}{\tan(\varphi_1 - \alpha)} \quad [3.4-1b]$$

$$K_{U1} = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\tan(\varphi_1 - \alpha)} \quad [3.4-1c]$$

$$K_{C1} = \sin \alpha - \frac{\cos \alpha}{\tan(\varphi_1 - \alpha)} \quad [3.4-1d]$$

$$K_{U01} = K_{U21} = \frac{1}{\tan(\varphi_1 - \alpha)} \quad [3.4-1e]$$

$$K_{\Delta T} = \sin \alpha - \frac{\cos \alpha}{\tan(\varphi_1 - \alpha)} \quad [3.4-1f]$$

Die Beziehung für  $E_{21} = E_{12}$  ist analog aufgebaut. Die Erdruhedrucklast  $E_0$  wird mit dem Ruhe- druckbeiwert  $K_{0oc}$  ermittelt (Abschn. 2.2), für welchen in den durchgeführten Rechnungen Zah- lenwerte von 0,5 bis 2,0 angenommen werden. Nach Gl. 2.2-1 erhält man diese Spannweite z.B. etwa für  $OCR = 1$  bis 25 und  $\varphi' = 20^\circ$ .

Die Bestimmungsgleichungen des Problems wurden in eine kommerzielle Mathematik-Software eingegeben, so daß für eine Parameterkombination (Geometrie, Bodenkennwerte, Unterdruck in GOK) die Kraft  $\Delta T(\alpha)$  ausgegeben wird. Abhängig vom Ausnutzungsgrad  $1/f$ , der variiert wird, erhält man den Grenzzustand  $\Delta T(\alpha) = 0$  bei jeweils anderen Werten von  $\alpha$ . Die Beziehung  $1/f(\alpha)$  weist stets ein eindeutiges Maximum auf, aus dem die erforderlichen Scherparameter und der zugehörige maßgebende Winkel  $\alpha$  hervorgehen.

## 4 Ergebnisse der Berechnungen

### 4.1 Standsicherheitsdiagramme aus Blockgleit-Berechnungen

Um den Einfluß des Ruhedruckbeiwertes und des Porenwasserunterdruckes beispielhaft zu verdeutlichen, wurde mit dem Blockgleitmodell (Abschn. 3.4) eine Parameterstudie angefertigt.

In den Berechnungen sind die folgenden unabhängigen Größen enthalten:

- Erdruhedruckbeiwert  $K_0$  [1],
- Böschungshöhe  $H$  [m],
- Böschungsbreite  $B$  [m],
- effektiver Reibungswinkel  $\varphi'$  [ $^{\circ}$ ],
- effektive Kohäsion  $c'$  [kN/m $^2$ ],
- Porenwasserunterdruck  $u_0$  in GOK [kN/m $^2$ ],
- totale Wichte  $\gamma$  [kN/m $^3$ ].

Mit den erstgenannten sieben Variablen wurde der Ausnutzungsgrad der Bemessungswiderstände  $1/f$  und der zugehörige Gleitflächenwinkel  $\alpha$  ermittelt. Um die Zahl der Parameter zu minimieren, kann nach den Regeln der Dimensionsanalyse eine Funktion aus fünf dimensionslosen Kenngrößen gebildet werden. Bezieht man auch den Ausnutzungsgrad mit ein, so erhält man:

$$F_1 \left( K_0, \beta, \frac{\tan \varphi'}{f}, \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot f}, \frac{u_0}{\gamma \cdot H} \right) = 0 \quad [4.1-1]$$

Der zugehörige Gleitflächenwinkel hängt von diesen fünf Parametern ab. Die Größen  $\arctan((\tan \varphi')/f)$  und  $c'/(f \cdot \gamma \cdot H)$  aus den angenommenen Scherparametern und dem erhaltenen Ausnutzungsgrad sind die unter den gegebenen Randbedingungen erforderlichen bzw. mobilisierten Scherparameter. Da die Böschungsneigung die erforderlichen Scherparameter stark beeinflusst, ist sie für den zugehörigen Gleitflächenwinkel nur von vernachlässigbarer Bedeutung, so dass vereinfachend angesetzt werden kann:

$$\alpha = F_2 \left( K_0, \frac{\tan \varphi'}{f}, \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot f}, \frac{u_0}{\gamma \cdot H} \right) \quad [4.1-2]$$

Es wurden reine Reibungsböden, rein kohäsive Böden sowie einige Kombinationen betrachtet.

Für die anderen drei Parameter wurden folgende Werte untersucht:

$$K_0 = 0,5 / 1 / 2, \quad \beta = 15^{\circ} / 30^{\circ} / 45^{\circ} \quad \text{und} \quad u_0/(\gamma \cdot H) = 0 / -0,1 / -0,2 / -0,5 / -1$$

In einem Standsicherheitsdiagramm (Abb. 4.1-1) werden nun die erforderlichen Scherparameter mit einer der drei anderen Variablen als Scharparameter dargestellt, z.B.

$$\frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot f} = F_3 \left( \arctan \left( \frac{\tan \phi'}{f} \right), \frac{u_0}{\gamma \cdot H} \right) \quad [4.1-3]$$

mit:  $K_0 = \text{const.}$  und  $\beta = \text{const.}$

Dort ist außerdem auch der zugehörige Gleitflächenwinkel  $\alpha$  (dünne Linien) eingetragen. Er nimmt mit dem erforderlichen Reibungswinkel zu. Aus den möglichen Kombinationen der untersuchten Werte von  $K_0$  und  $\beta$  ergeben sich neun Standsicherheitsdiagramme (Anlage).

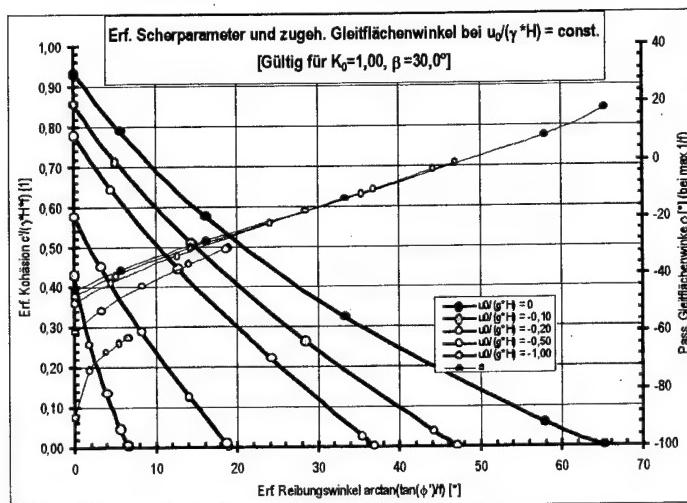


Abb. 4.1-1: Standsicherheitsdiagramm (Beispiel)

## 4.2 Einfluß von Unterdruck und Ruhedruckbeiwert

Für einen ausgewählten Fall, bei dem zwei der o.g. fünf Parameter festgehalten werden, können die verbleibenden drei Größen jeweils in einem Diagramm mit einem Scharparameter dargestellt werden. Für  $c' = 0$  und  $\beta = 30^\circ$  wird so im Folgenden gezeigt, wie der erforderliche Reibungswinkel von Unterdruck und Ruhedruckbeiwert beeinflusst wird.

Der Einfluß des Ruhedruckbeiwertes wird mit zunehmendem Unterdruck etwas stärker (Abb. 4.2-1). Im dargestellten Sonderfall wird deutlich, daß bei bestimmten Wertekombinationen von Ruhedruckbeiwert und Unterdruck kein Bruchzustand mehr eintritt, da die Böschung durch den Unterdruck stabilisiert wird.

Der Einfluß des Porenwasserunterdruckes soll ebenfalls am Beispiel des Sonderfalles  $c' = 0$  und  $\beta = 30^\circ$  gezeigt werden (Abb. 4.2-2). Der erforderliche Reibungswinkel wird bereits durch geringe Unterdrücke stark reduziert. Dabei ist zu beachten, daß die Ergebnisse für  $u_0 = 0$  für das ungünstige Strömungsbild nach Abb. 3.4-2 gelten.

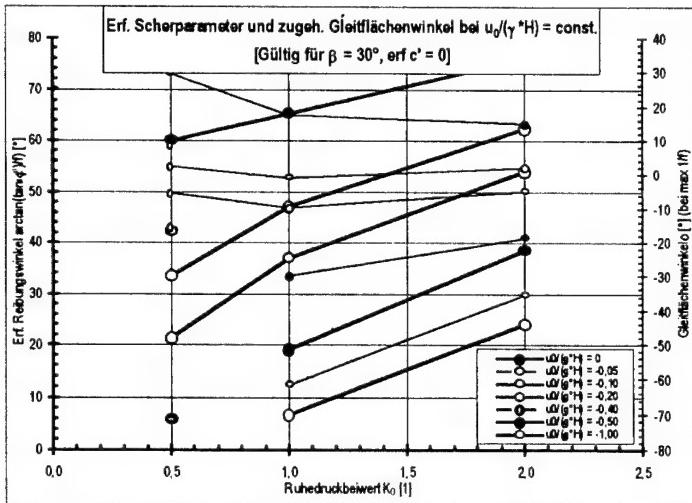


Abb. 4.2-1: Einfluß des Ruhedruckbeiwertes auf den erforderlichen Reibungswinkel für verschiedene Unterdrücke im Falle  $c' = 0$  und  $\beta = 30^\circ$

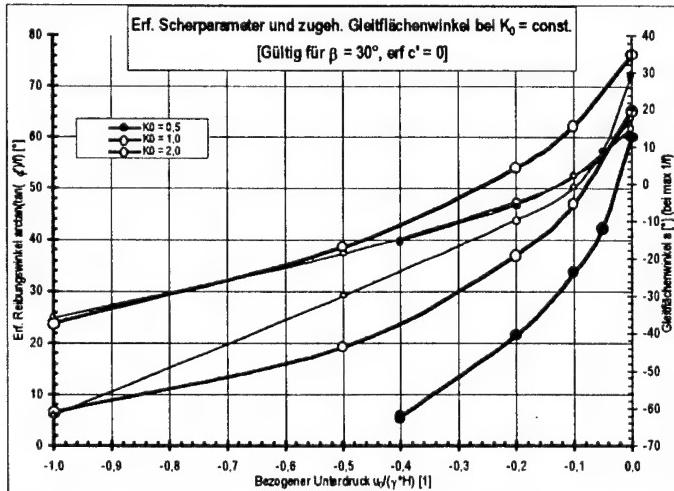


Abb. 4.2-2: Einfluß des Unterdrucks auf den erforderlichen Reibungswinkel für verschiedene Ruhedruckbeiwerte im Falle  $c' = 0$  und  $\beta = 30^\circ$

#### 4.3 Korrelation zwischen Berechnungsannahmen und -ergebnissen

Um die Handhabung der Berechnungsergebnisse einfacher zu gestalten, wurde für Gleichung 4.1-1 eine Regressionsgleichung gesucht, so daß die in den Standsicherheitsdiagrammen enthaltenen Ergebnisse unmittelbar berechnet werden können. Das Ergebnis der Regression hängt von den gewählten Ansatzfunktionen ab, die so einfach wie möglich und so genau wie

erforderlich sein sollen. Aufgrund von Darstellungen wie Abb. 4.1-1, Abb. 4.2-1 und -2 und Vergleichsrechnungen mit diversen Ansätzen wurde folgender Ansatz gewählt:

- Für den erforderlichen Reibungswinkel:

$$\arctan\left(\frac{\tan \varphi'}{f}\right) = \text{erf } \varphi' = a_1 - a_2 \cdot \left( \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot f} \right) \quad [4.3-1a]$$

mit:

$$a_1 = b_1 + b_2 \cdot \beta + b_3 \cdot \log(K_0) + b_4 \cdot \log\left(\frac{u_0}{\gamma \cdot H}\right) \quad [4.3-1b]$$

$$\log(a_2) = c_1 + c_2 \cdot \log(\beta) + c_3 \cdot \log(K_0) + c_4 \cdot \left( \frac{u_0}{\gamma \cdot H} \right) \quad [4.3-1c]$$

wobei:  $\beta$  in [°]

$b_1$	= -13,012	$c_1$	= 0,684
$b_2$	= 0,749	$c_2$	= 0,750
$b_3$	= 53,422	$c_3$	= -0,790
$b_4$	= -38,820	$c_4$	= 0,456

$$R^2 (\text{Gl. 4.1-2b}) = 0,903, \quad R^2 (\text{Gl. 4.1-2c}) = 0,956$$

- Für den Gleitflächenwinkel:

$$\alpha = d_1 + d_2 \cdot \left( \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot f} \right) + d_3 \cdot \arctan\left(\frac{\tan \varphi'}{f}\right) + d_4 \cdot K_0 + d_5 \cdot \left( \frac{u_0}{\gamma \cdot H} \right) \quad [4.3-2]$$

wobei:  $\alpha$  [°] und  $\beta$  [°]

$d_1$	= -21,026
$d_2$	= -9,940
$d_3$	= 0,704
$d_4$	= -5,793
$d_5$	= 25,854

$$R^2 = 0,838$$

Mit den gewählten einfachen Ansätzen lassen sich die erforderlichen Scherparameter und der zugehörige Gleitflächenwinkel im jedoch allgemeinen nicht so genau abschätzen, dass auf die Berechnung mit dem Blockgleitmodell verzichtet werden kann.

Da die Gleichungen 4.3-1 und -2 aber die wesentlichen Züge der Berechnungsergebnisse widerspiegeln, kann damit nun die Zeitabhängigkeit der Standsicherheit betrachtet werden, in dem der Porenwasserdruck und die Scherparameter zeitabhängig angesetzt werden. Vernachlässigt man die viskosen Eigenschaften, werden die Scherparameter erst über den zeitabhängigen Porenwasserdruck und die damit verbundenen Schwell- und Entfestigungsvorgänge selbst zeitabhängig. Für den Verlust der Kohäsion kann dann vereinfachend derselbe Zeitraum angesetzt werden, wie er für den Porenwasserdruckausgleich voneinander ist. Nach Abschn. 2.3 geht die Größenordnung aus der Analogie zur Konsolidierungstheorie hervor.

Außerdem kann im Rahmen dieses einfachen Modells die Verschiebungsabhängigkeit des Reibungswinkels durch unterschiedliche Ansätze für Teilkörper 1 (Peak- ) und 2 (Rest-Reibungswinkel) und zeitliches Anwachsen der Breite  $b_2$  erfaßt werden. Diese Aspekte werden im Rahmen der Fortsetzung der vorliegenden Studie weiter verfolgt.

Im Endzustand wird - im Gegensatz zu den Modellannahmen - ein günstigeres Strömungsbild vorhanden sein (Abschn. 4.2). Außerdem wird infolge der kapillaren Steighöhe ein restlicher Unterdruck im Porenwasser erhalten bleiben, der nicht angesetzt wird. Es ist also zu erwarten, daß die mit den o.g. Voraussetzungen erhaltenen Rechenergebnisse konservativ sind.

## 5 Ausblick

Das verwendete Blockgleitverfahren ist in der Lage, trotz seiner Einfachheit die für Standsicherheitsberechnungen in überkonsolidierten feinkörnigen Böden wesentlichen Elemente ausreichend genau zu berücksichtigen:

- Erhöhter Erdruhedruckbeiwert
- Porenwasserunterdruck
- Verschiebungsabhängige Scherparameter
- Zeitabhängigkeit der einzelnen Größen

Trotz der vielen noch notwendigen Vereinfachungen ist zu erwarten, dass damit das tatsächliche Verhalten der beschriebenen Einschnittsböschungen qualitativ erfasst werden kann.

Die Untersuchungen werden fortgesetzt mit dem Ziel, die zeitabhängige Entfestigung und die verschiebungsabhängigen Scherparameter möglichst einfach und ausreichend zutreffend in das Verfahren einzubauen. An Messwerten realer Böschungen ist die Kalibrierung des Modells durchzuführen, woraus noch erforderliche Verfeinerungen hervorgehen können.

## Literaturverzeichnis

- AUBERTIN, M., RICARD, J.-F., CHAPUIS, R.P. (1998): A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Can. Geotech. J.* 35 , pp. 55-69.
- BICZOK, E. (1997): Standsicherheitsnachweis und meßtechnische Überwachung einer Böschung im hochvorbelasteten Ton. *Geotechnik* 20, Nr. 4, S. 281-287.
- BJERRUM, L. (1967): Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay shales, The third Terzaghi Lecture. *Proceedings of the ASCE*, Vol. 93, No. Sar 5, pp. 3-49.
- BOHNE, K. (1998): Wasserbewegung und Wasserleitfähigkeit des Bodens. In: *Handbuch der Bodenkunde*, 4.Erg.Lfg. 5/98, Abschn. 2.6.2.4.
- BROOKER, E.W., PECK, R.B. (1993): Rational design treatment of slides in overconsolidated clays and clay shales. *Can. Geotech. J.* 30, pp. 526-544.
- CALABRESI, G., SCARPELLI, G. (1985): Effects of swelling caused by unloading in overconsolidated clays. *Proc. ICSMFE*, 1/A/5, pp.411-414.
- CALABRESI, G., RAMPELLO, S. (1987): Swelling of overconsolidated clays in excavations. *Proc. 9. ECSMFE*, 1.3, pp. 11-15
- CANCELLI, A. (1981): Evolution of Slopes in Over-Consolidated Clays. *Proc. 10. ICSMFE*, 11/10, pp. 377-380
- CHEN, B.S.Y., MAYNE, P.W. (1996): Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. *Can. Geotech. J.* 33, pp. 488-498.
- CHOWDHURY, R.N. et al. (1987): Reliability model of progressive slope failure. *Geotechnique* 37, No.4, pp. 467-481.
- CRONEY, D., COLEMAN, J.D. (1953): Soil Moisture Suction Properties and their Bearing on the Moisture Distribution in Soils. 3. *ICSMFE*, Session 1/3, pp. 13-18.
- CZURDA, K. (1998): Spezifische Oberfläche und Mikroporosität. In: *Handbuch zur Erkundung von Deponien und Altlasten / BGR*, Bd. 5: Hiltmann, W.: Tonmineralogie und Bodenphysik. Springer, Berlin u.a..
- FLEUREAU, J.-M. et. al. (1993): Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Can. Geotech.*
- FREDLUND AND XING (1994): Equations for the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.* 31, pp. 521-532.
- GUAN, Y. AND FREDLUND, D.G. (1997): Use of tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction. *Can. Geotech. J.* 34, pp. 604-614.
- JAKY (1944): The coefficient of earth pressure at rest. In: *Journal Society Hungarian Architects and Engineers* 78, No. 22
- KHERA, R.P. UND SCHULZ, H. (1985): Vorbelastung und Erdruhedruck eines Kreidetons, Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein, Herausgegeben von K.-H. Heitfeld, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo.
- KRAHN, J., FREDLUND, D.G., KLASSEN, M.J. (1989): Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. *Can. Geotech. J.* 26, pp. 269-278.

- MAYNE, P.W. AND KULHAWY, F.H. (1982):  $K_0$ -OCR Relationships in Soil, ASCE, J. Geot. Engg. Div., Vol. 108, GT6, 851-872.
- MAYNE, P.W., KULHAWY, F.H. (1994): Discussion to paper by MESRI, HAYAT, (1993). Can. Geotech. J. 31, pp. 788-790.
- MESRI, G., HAYAT, T.M. (1993): The coefficient of earth pressure at rest. Can. Geotech. J. 30, pp. 647-666.
- PERRY, J. (1989): A survey of slope condition on motorway earthworks in England and Wales. Research Report 199, Ground Engineering Division, Structures Group, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, RG11 6AU, ISSN 0266-5247.
- SCHULZ, H. (1982): Einschnittsböschungen und Stützbauwerke in überkonsolidierten Tonen, Korreferat, Vorträge der Baugrundtagung 1982, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen.
- SCHULZ, H. (1999): Ruhedruck und Entspannungsbewegungen überkonsolidierter Böden. Abschlussbericht zum DFG-Vorhaben AZ SCHU 483/3-1, unveröffentlicht
- SCHULZE, KÖHLER (1999): Landslides in overconsolidated clay - geotechnical measurements and calculations. Proc. ICSMFE, Amsterdam.
- SHANG, J.Q., LO, K.Y., QUIGLEY, R.M. (1994): Quantitative determination of potential distribution in Stern - Gouy double-layer model. Can. Geotech. J. 31, pp 624-636.
- SHERIF, M.A., ISHIBASHI, I (1981): Overconsolidation Effects on  $K_0$  Values. Proc. ICSMFE, pp. 785-788.
- SHUAI, F. AND FREDLUND, D.G. (1998): Model for the simulation of swelling-pressure measurements on expansive soils. Can. Geotech. J. 35, pp. 96-114.
- SINGH, R., HENKEL, D.J., SANGREY D.A. (1973): Shear and  $K_0$ -Swelling of Overconsolidated Clay. Proc. 8. ICSMFE, Moskau, Vol. 1.2, pp. 367-376
- TOTANI, G. et. al. (1997): Use of in-situ flat dilatometer (DMT) for ground characterization in the stability analysis of slopes. XIV ICSMFE, Hamburg, pp. 607-610
- VANAPALLI, S.K. et. al. (1996): Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Can. Geotech. J. 33, pp. 379-392

## Anlagenverzeichnis

Alle Anlagen: Standsicherheitsdiagramme (erforderliche Kohäsion und zugehöriger Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit des erforderlichen Reibungswinkels, und zwar für...)

Abb. A-1:  $K_0 = 0,5$  und  $\beta = 15^\circ$

Abb. A-2:  $K_0 = 1,0$  und  $\beta = 15^\circ$

Abb. A-3:  $K_0 = 2,0$  und  $\beta = 15^\circ$

Abb. A-4:  $K_0 = 0,5$  und  $\beta = 30^\circ$

Abb. A-5:  $K_0 = 1,0$  und  $\beta = 30^\circ$

Abb. A-6:  $K_0 = 2,0$  und  $\beta = 30^\circ$

Abb. A-7:  $K_0 = 0,5$  und  $\beta = 45^\circ$

Abb. A-8:  $K_0 = 1,0$  und  $\beta = 45^\circ$

Abb. A-9:  $K_0 = 2,0$  und  $\beta = 45^\circ$

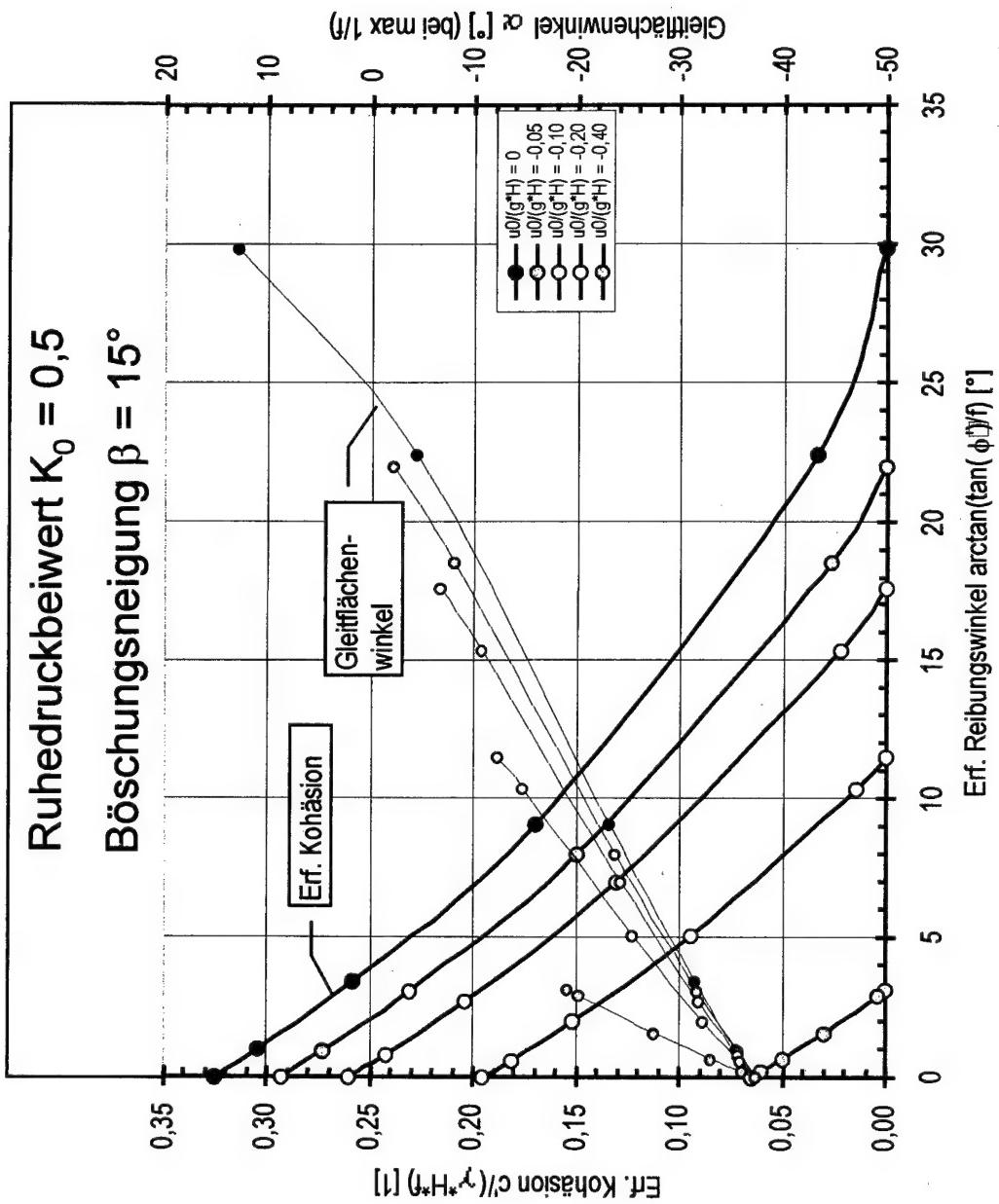


Abb. A-1: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 0,5$  und  $\beta = 15^\circ$

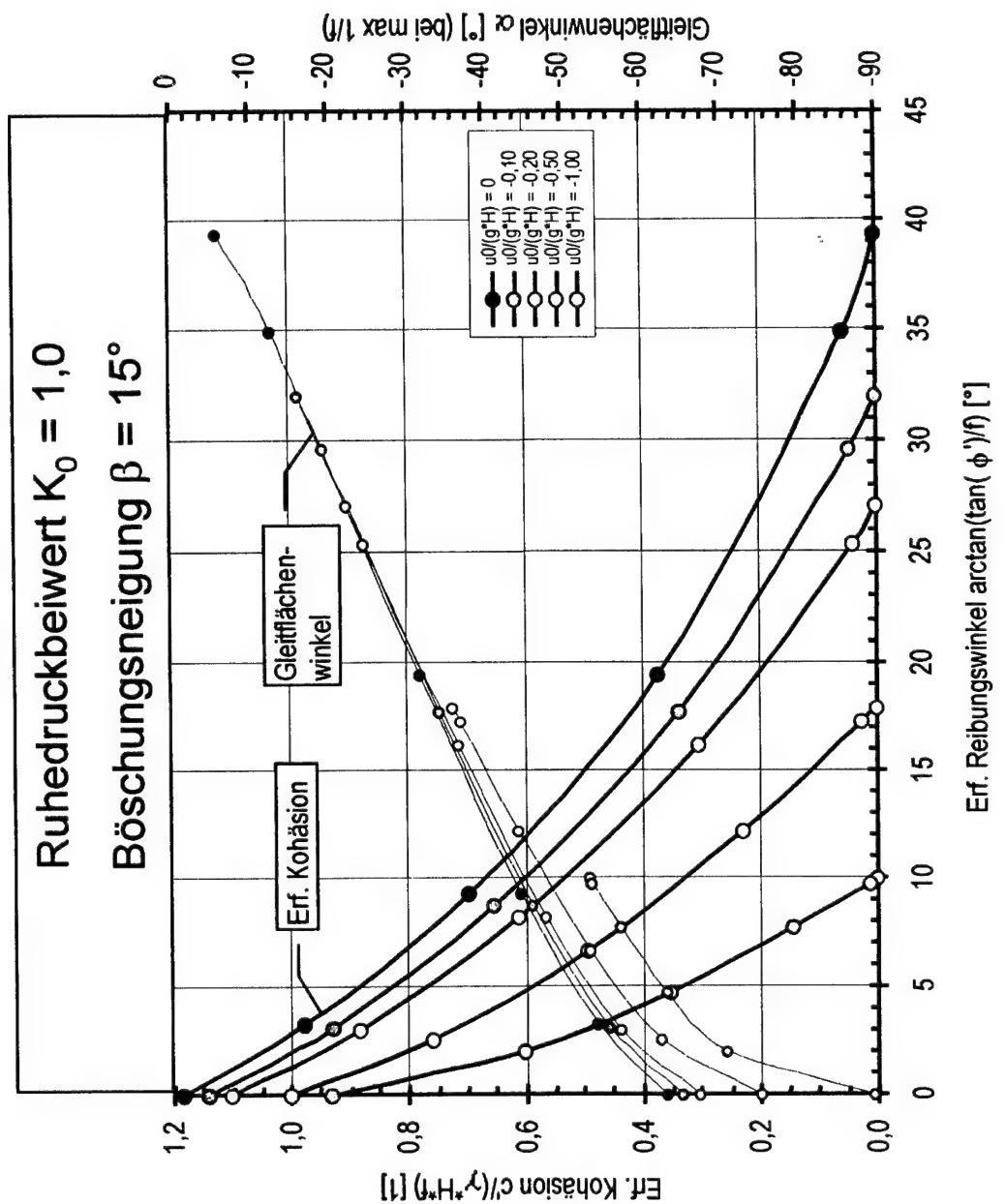


Abb. A-2: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 1,0$  und  $\beta = 15^\circ$

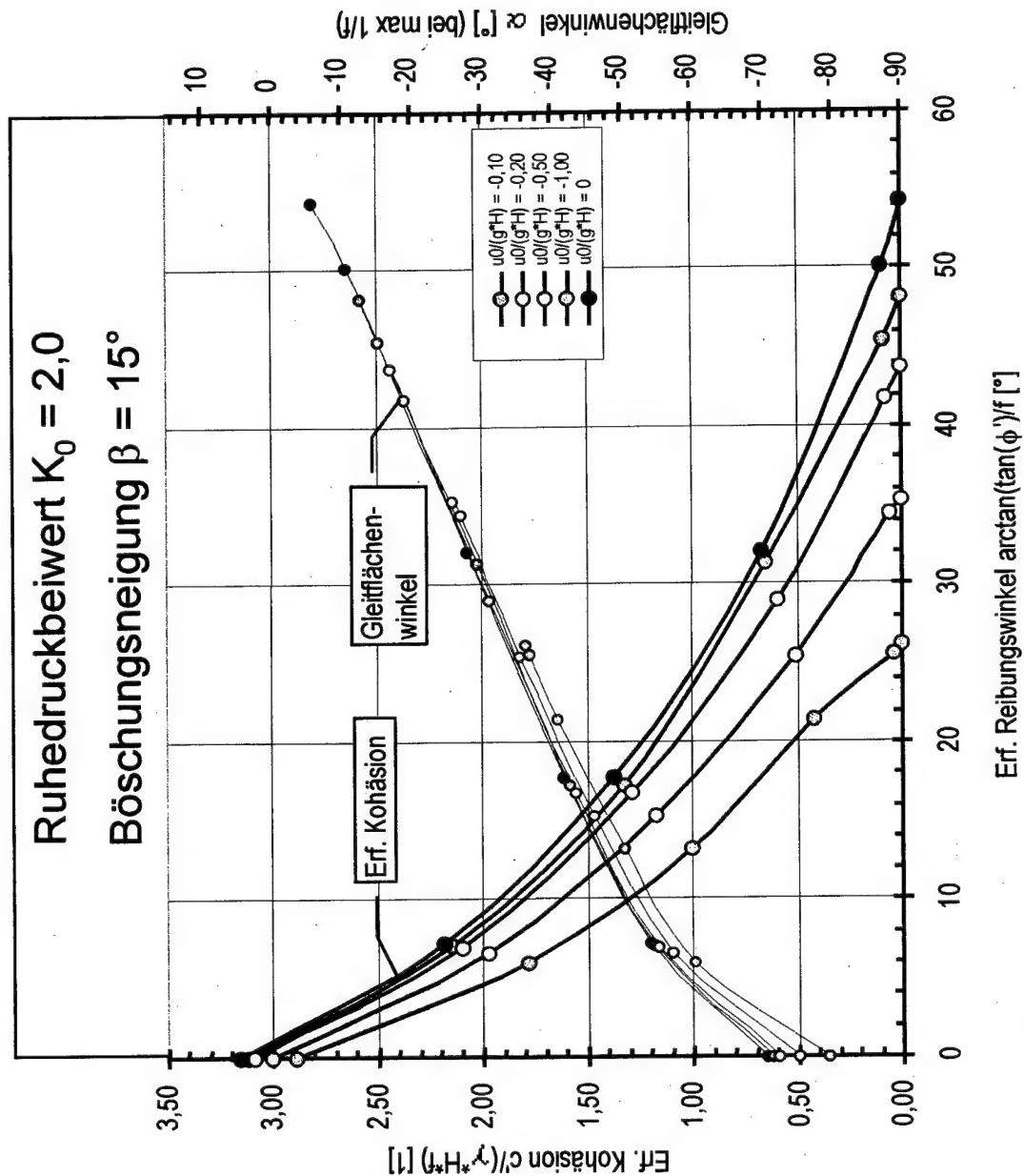


Abb. A-3: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 2,0$  und  $\beta = 15^\circ$

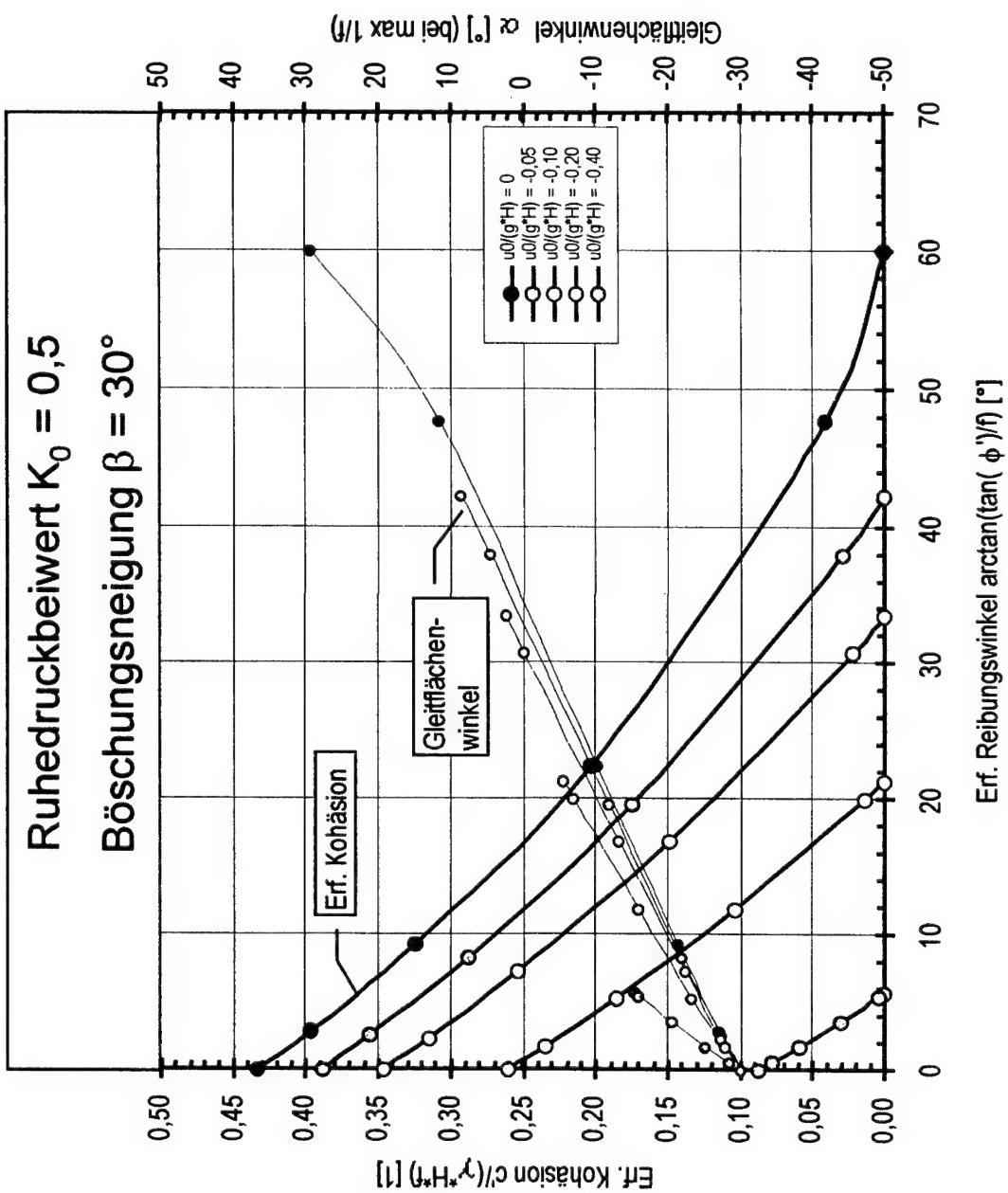


Abb. A-4: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 0,5$  und  $\beta = 30^\circ$

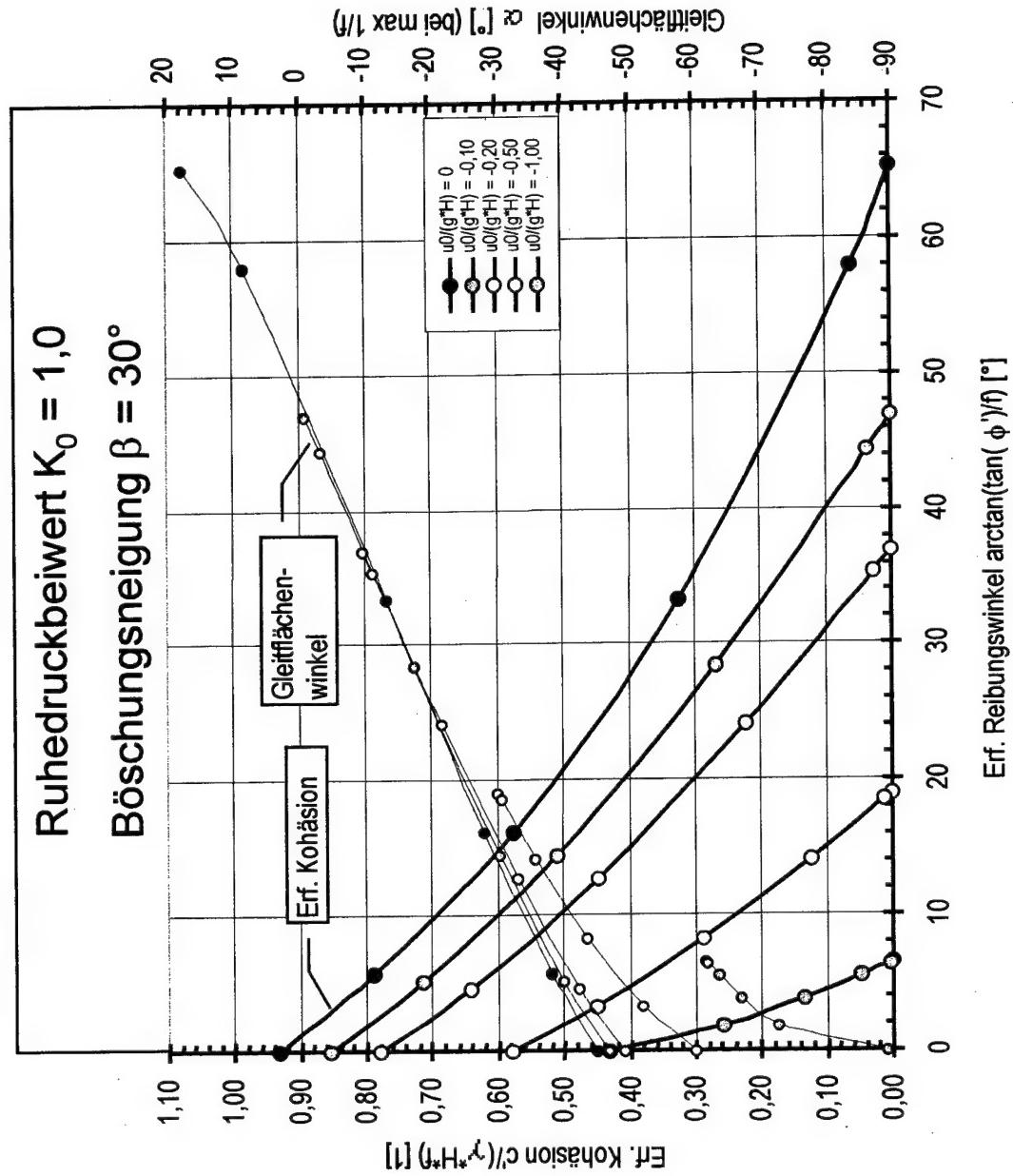


Abb. A-5: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 1,0$  und  $\beta = 30^\circ$

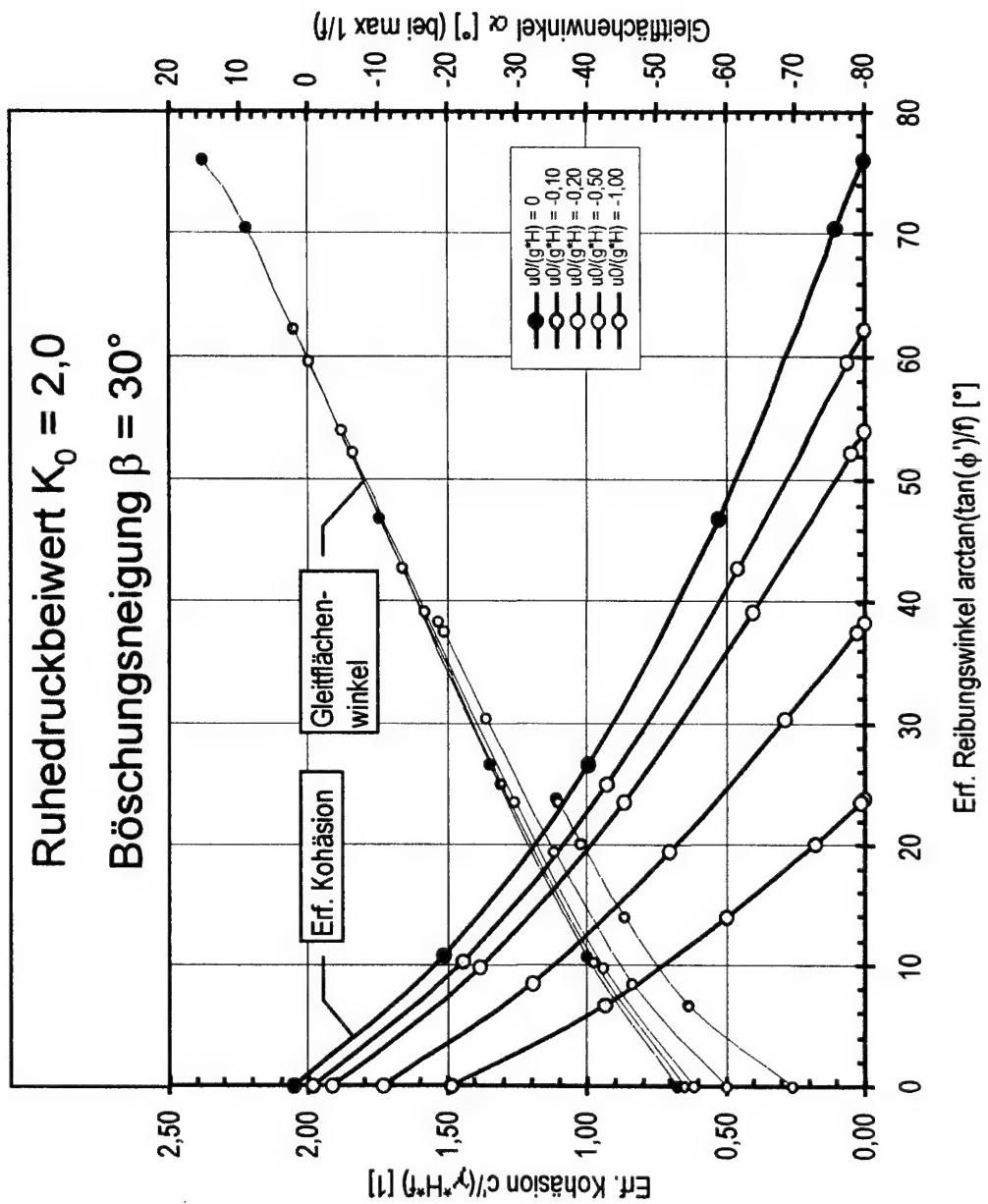


Abb. A-6: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 2,0$  und  $\beta = 30^\circ$

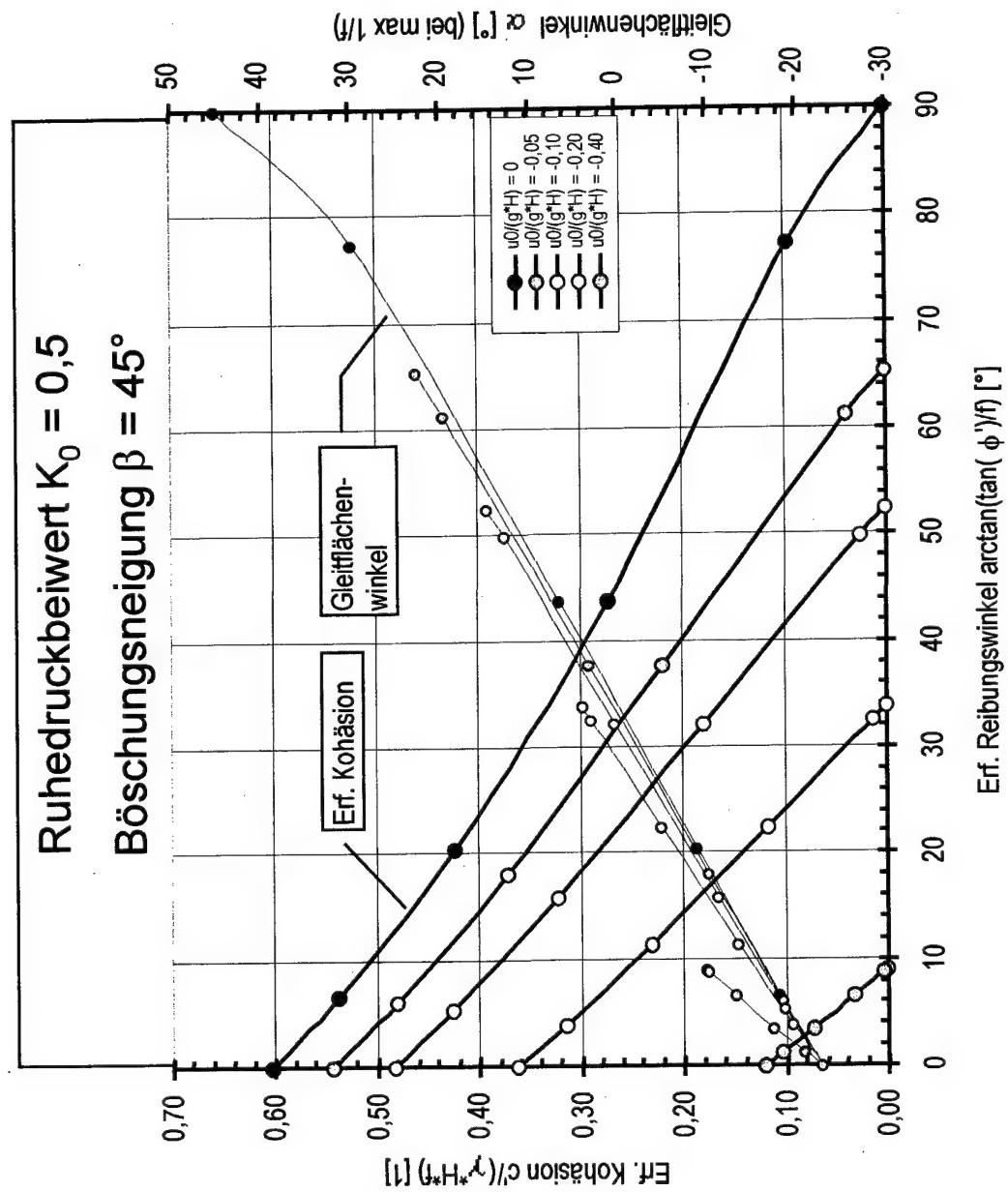


Abb. A-7: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 0,50$  und  $\beta = 45^\circ$

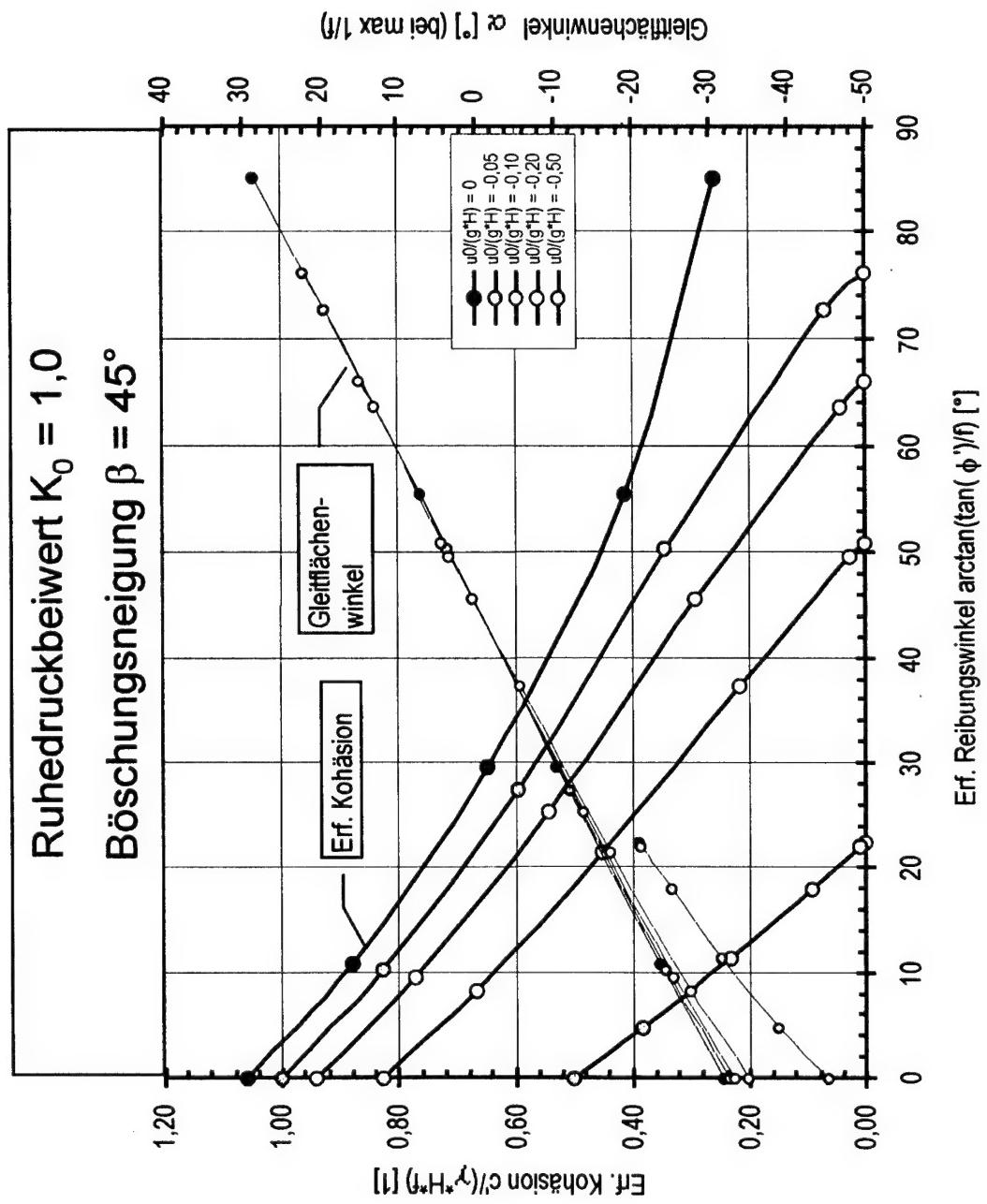


Abb. A-8: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 1,0$  und  $\beta = 45^\circ$

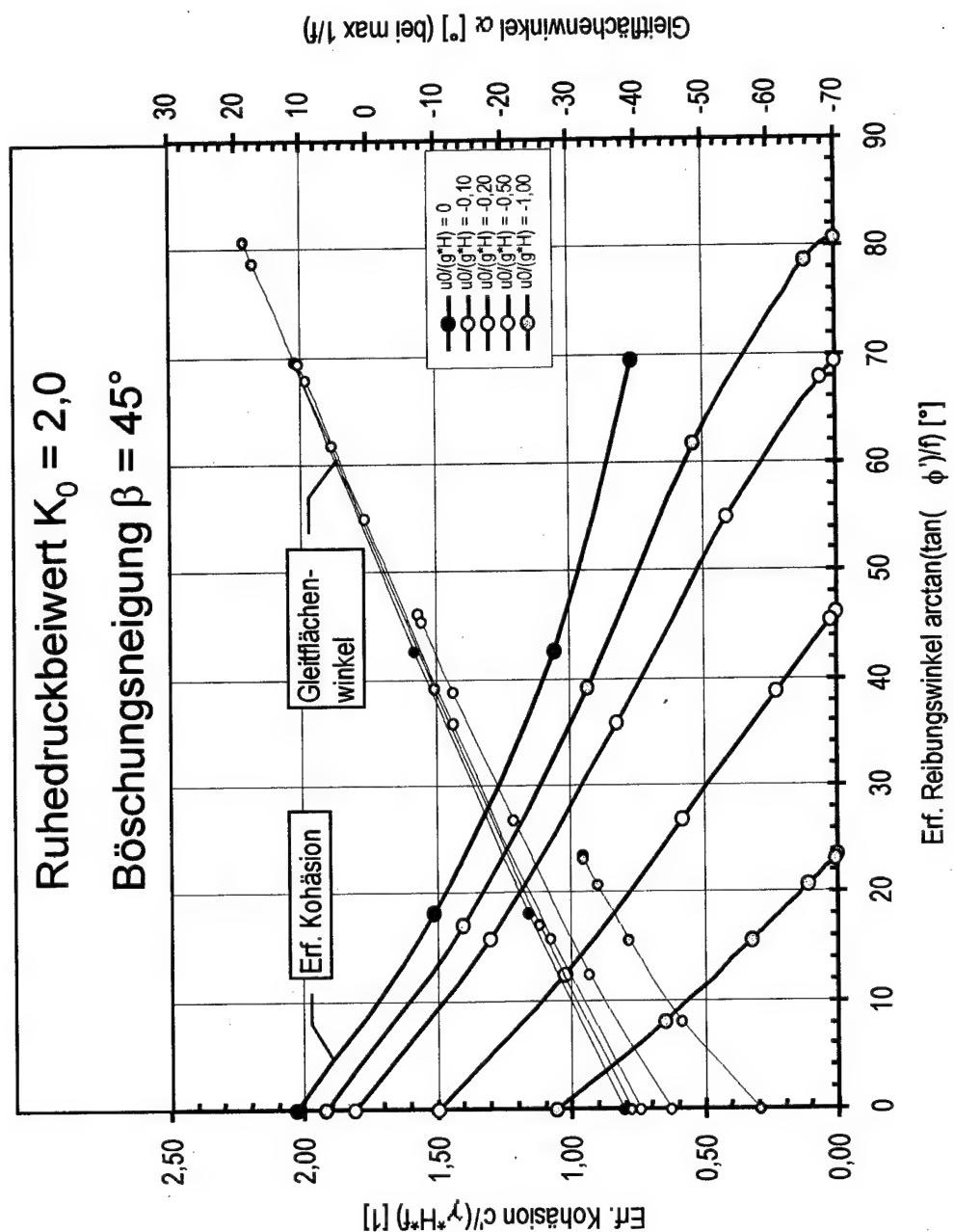


Abb. A-9: Erforderliche bezogene Kohäsion und Gleitflächenwinkel bei maximalem Ausnutzungsgrad für  $K_0 = 2,0$  und  $\beta = 45^\circ$

**Liste der Mitteilungshefte aus dem Institut  
für Bodenmechanik und Grundbau UniBwM**

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Armin Horn

Heft 1 (1977):

Bodenmechanik und Grundbau an der Hochschule der Bundeswehr München

Heft 2 (1979):

*HORN* - Forschung und Lehre in Bodenmechanik und Grundbau an der Hochschule  
der Bundeswehr München

*SCHWEITZER* - Bericht über die Forschungsarbeiten „Tropische Böden“

*DEMBERG* - Aufbau und Einrichtung des Laboratoriums für Bodenmechanik

*DEMBERG* - Zur Bestimmung der Schrumpfgrenze bindiger Böden

Heft 3 (1980):

*HORN UND SCHWEITZER* - Beitrag zur Standardisierung von Erdstraßen in  
tropischen Ländern. XVI. Weltstraßenkongress (AIPCR), Wien (1979)

*HORN UND SCHWEITZER* - Statistical and systematical evaluation of soil  
mechanical properties of African soils. IV. African Highways Conference, Nairobi  
(1980)

*SCHWEITZER* - Bericht über die IV. Afrikanische Straßenkonferenz in Nairobi,  
Januar 1980 - Bodenmechanische Beiträge -

*HORN* - Räumlicher aktiver und passiver Erddruck, Technische Akademie  
Wuppertal, Berichte 16 (1980)

Heft 4 (1981):

*HORN* - Swell and creep characteristics of an African Black Clay. Report on the  
fourth meeting of the European Clay Groups, Freising, September 1980

*GRAF* - Die Beeinflussung der rheologischen Eigenschaften eines tropischen Tons  
durch Bentonitzugabe. Geotechnik 1981, Heft 2

*HORN* - Bodenmechanische und grundbauliche Einflüsse bei der Planung,  
Konstruktion und Bauausführung von Kaianlagen. Seminar „Häfen - Planung, Bau,  
Betrieb“ November 1980, Haus der Technik, Essen

Heft 5 (1981):

SCHWEITZER - Bodenmechanische Eigenschaften afrikanischer Laterite in ihren Kenngrößen und Beziehungen. Forschungsabschlußbericht

Heft 6 (1983):

SCHWEITZER - Water absorption of fine-grained laterites in relationship to proctor-values. Simposio Brasileiro de solos tropicais em Engenharia, COPPE-UDRJ, Rio de Janeiro, September 1981

HORN UND SCHWEITZER - German research results about soil mechanical properties of African lateritic soils. Engineering and Construction of Tropical and Residual Soils, American Society of Civil Engineering (ASCE), Speciality Conference, Honolulu/Hawaii 1982, Proc. S. 216

HORN - Konferenzbericht zu: Engineering and construction in tropical and residual soils. ASCE Speciality Conference, Honolulu/Hawaii, Januar 1982

SCHWEITZER - Bodenmechanische Eigenschaften afrikanischer Laterite. Vorträge der Baugrundtagung 1982, Braunschweig, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, S. 261

HORN - Determination of properties of weak soils by testing embankments. Symposium International In-Situ Testing, Paris 1983, Vol. 2, S. 61

HORN UND SCHWEITZER - Verdichtbarkeit und Tragfähigkeit lateritischer Böden im Straßenbau. XVII. Weltstraßenkongreß (AIPCR) Sydney 1983. Beitrag zu den Berichten dear BRD zu Frage V: „Straßen in Entwicklungsgebieten“

MAIER - Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls mit einer Hydropulsanlage

Heft 7 (1987):

HORN - Mineralische Basisabdichtungen für Abfalldeponien. Planung - Bemessung - Bauausführung - Prüfung. Fortbildungsseminar Spezialtiefbau, VBI-Landesverband Bayern, München, Oktober 1986

HORN - Bemessung und Prüfung mineralischer Deponie-Basisabdichtungen. Geotechnik 1986/2, S. 79-82

HORN UND KOHLER - Zur Beständigkeit mineralischer Basisabdichtungen und quartärem Kies und Bentonit.

HORN - Mineral base sealings for waste deposits. Composition and process of fabrication - dimensioning - testing. 9<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Dublin, September 1987

*DEMBERG* - Bodenmechanische Untersuchungen zur Standsicherheit und zur Befahrbarkeit einer geböschten Klärschlammdeponie. Fortbildungsseminar Spezialtiefbau, VBI-Landesverband Bayern, München, Oktober 1986

*HORN* - In-situ-Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von Dichtwänden. Geotechnik 1986/1, S. 37-38

*SCHWEITZER* - Dichtungsschlitzwände für Deponien. Fortbildungsseminar Spezialtiefbau, VBI-Landesverband Bayern, München, Oktober 1986

*GIERSCHIK, HORN UND SCHWEITZER* - Dichtwand um den Müllberg München-Großlappen zum Schutz des Grundwassers. Wasserwirtschaft Jg. 77 (1987), Heft 9, S. 483-488

Heft 8 (1988):

*SCHWEITZER* - Prüfung der Wasserdurchlässigkeit an der Dichtungs-Schlitzwand um den Müllberg in München-Großlappen. Berichte von der 6. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie; Aachen 1987. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau; Deutsche Geologische Gesellschaft

*HORN* - Prüfung der Wasserdurchlässigkeit einer mineralischen Deponie-Basisabdichtung gegenüber chlorierten Kohlenwasserstoffen (CKW)

*HORN* - Bentokies-Dichtungen. Mineralische Basisabdichtungen aus Kies und Bentonit. Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien. Seminar: Veranstaltet von der Landesgewerbeanstalt Bayern und dem Bayerischen Landesamt für Umweltschutz, Nürnberg, 21./22. April 1988

*DEMBERG UND TISCHER* - Erfahrungen über die Ablagerung von gekalktem Klärschlamm am Beispiel einer Monodeponie. Planungshilfen zur weitergehenden Abwasserreinigung und Klärschlammensorgung. Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft, Universität-Gesamthochschule Kassel, 1988, Heft 2, S. 390-417

*DEMBERG* - Feldversuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit grobkörniger Dichtungsschichten. Prüfmethoden an mineralischen Deponieabdichtungen. Veranst. Haus der Technik, Essen, 16.5.88

Heft 9 (1989):

*DEMBERG UND SCHÖDLBAUER* - Untersuchungen zur Verbesserung der Deponiereigenschaften bodenmechanisch mit Kalk stabilisierter Klärschlämme.

Heft 10 (1995):

HORN, SCHICK UND WUNSCH - Verformbarkeit, Rißsicherheit und Dichtigkeit von mineralischen Deponiedichtungen. Forschungsabschlußbericht, 1994

Heft 11 (1996):

SCHICK - Bodenmechanische und bautechnische Eigenschaften gemischtkörniger mineralischer Deponiebasisdichtungen aus Bentokies, mit besonderer Berücksichtigung der zeitabhängigen Rißsicherheit und Verformbarkeit unter Auflast. Dissertation, 1996

Heft 12 (1996):

SCHICK - Zur Zeit- und Geschwindigkeitsabhängigkeit der Rißsicherheit mineralischer Deponiedichtungen. Forschungsabschlußbericht, Teil A, 1996

SCHICK - Untersuchungen zur Eignung von Bentokies-Glasfaser-Mischungen für mineralische Deponiedichtungen. Forschungsabschlußbericht, Teil B, 1996

Heft 13 (1997):

WUNSCH - Bodenmechanische Eigenschaften und erdbautechnische Erfordernisse selbstheilender mineralischer Deponieoberflächendichtungen unter Berücksichtigung der hydrologischen Gegebenheiten. Dissertation, 1997

**Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hartmut Schulz**

Heft 14 (2000):

SCHULZ - Ruhedruck und Entspannungsbewegungen überkonsolidierter Böden

SCHICK - Zum Einfluß negativer Porenwasserspannungen auf die Standsicherheit von Einschnittsböschungen in überkonsolidierten Böden